„Automatische Optimierung von Grundwasserhaltungen in von Hochwasser beeinflussten Aquiferen“

Von der Fakultät für Bauingenieurwesen
der Rheinisch-Westfälischen Technischen Hochschule Aachen
zur Erlangung des akademischen Grades
eines Doktors der Ingenieurwissenschaften
genehmigte Dissertation

vorgelegt von

Christof Homann

aus Bonn

Berichter: Universitätsprofessor Dr.-Ing. Jürgen Köngeter
Professor Dr. rer. nat. Christoph Treskatis

Tag der mündlichen Prüfung: 11. Januar 2006

„Diese Dissertation ist auf den Internetseiten der Hochschulbibliothek online verfügbar.“

Vorwort

Durch Deichrückverlegungen und die Einrichtung von Flutungspoldern wird zunehmend den Anforderungen entgegengekommen, die das Naturereignis Hochwasser an den intensiv genutzten Raum in Flussniederungen stellt. Mit diesen Maßnahmen rückt jedoch das Hochwasser – und damit auch die von ihm verursachten Aufhöhungen im Grundwasser – näher an bebaute Gebiete heran. Mancherorts werden dadurch Ausgleichsmaßnahmen im Grundwasser notwendig. Die vorliegende Arbeit untersucht die Anwendung der Methode der automatischen Optimierung zur Dimensionierung und Betriebsoptimierung solcher Maßnahmen.

Diese Dissertation ist von 2001 bis 2004 während meiner Tätigkeit als wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft der RWTH Aachen entstanden. Herrn Universitätsprofessor Dr.-Ing. J. Köngeter danke ich für die großzügige Unterstützung meiner Forschungsarbeiten in dieser Zeit sowie für die Übernahme des Hauptreferates. Herrn Professor Dr.rer.nat. Ch. Treskatis danke ich für die Übernahme des Koreferates und für sein großes Interesse an meiner Arbeit.

Besonderer Dank gilt Frau Professor C. Shoemaker Ph. D. für ihre wertvolle fachliche Betreuung in ihrer Zeit als Gastprofessorin an der RWTH Aachen und während meines Forschungsaufenthaltes an der Cornell University in den Vereinigten Staaten.

Daneben möchte ich meinen ehemaligen Kollegen und studentischen Hilfskräften danken, die durch fruchtbare Diskussionen und tatkräftige Unterstützung zum Gelingen dieser Arbeit beigetragen haben.

Ein besonderer Dank gilt meiner Familie, die durch vielfältige Entlastung und Unterstützung die Erstellung dieser Arbeit ermöglicht hat.

Andernach, im Mai 2006

Christof Homann

Abstract

Moving the dikes back from the river and building flood detention basins are up-to-date measures for flood protection. The new flood plains are larger and in closer vicinity to build up areas. In times of flood the groundwater level is already high, due to new flood plains it will be raised additionally.

The challenge of groundwater management is to compensate for the threat to buildings resulting from the raised groundwater-level in the vicinity of new floodplains. Dealing with extreme instationary groundwater flows and a complex objective, this measure will be optimized by automatic optimization using a numerical groundwater model and global optimization methods. This assembles a tool for solving multiobjective tasks in groundwater-management better and faster, giving a deeper access to the problem and to the countermeasures to be optimized.

Inhaltsverzeichnis

Verzeichnis der Formelzeichen und Symbole **X**
Abbildungsverzeichnis **XII**
Tabellenverzeichnis **XVI**

1 Einleitung **1**

2 Aufgabenstellung und Vorgehensweise **3**
2.1 Der geplante Rückhalteraum bei Worringen . . . 3
2.2 Problematik . . . 4
2.3 Aufgabenstellung . . . 7
2.4 Lösungsansätze . . . 9
2.5 Stand der Technik . . . 12
2.6 Vorgehensweise . . . 14

3 Optimierungssystem **16**
3.1 Einführung . . . 16
3.2 Aufstellung des Optimierungssystems . . . 16
3.3 Grundwassermodell . . . 18
3.4 Parametrisierung . . . 19
3.4.1 Allgemeines . . . 19
3.4.2 Parametrisierung konstanter Grundwasserentnahmen . . . 20
3.4.3 Parametrisierung des Standorts . . . 20
3.4.4 Ansätze zur Parametrisierung des zeitlichen Verlaufs der Fördermengen . . . 23
3.5 Auswertung . . . 28
3.5.1 Allgemeines . . . 28
3.5.2 Fixkosten . . . 30
3.5.3 Förderkosten . . . 30
3.5.4 Zieleinhaltung der Grundwasserhaltung . . . 31
3.5.5 Straffunktion für ungültige Modellergebnisse . . . 32
3.5.6 Weitere Nebenbedingungen . . . 33
3.5.7 Zusammengesetzte Auswertungsfunktion . . . 33
3.6 Optimierungsalgorithmus . . . 35
3.6.1 Allgemeines . . . 35
3.6.2 Derandomized Evolutionary Strategy . . . 36
3.6.3 Response Surface Method . . . 37
3.7 Similar-Funktion . . . 37
3.8 Werkzeuge zur statistischen Auswertung . . . 39
3.9 Zusammenfassung . . . 40

4 Optimierungsrechnungen **41**
4.1 Überblick . . . 41

4.2 Dimensionierung zeitlich konstanter Entnahmemengen an festen Brunnenstandorten . . . 43
4.2.1 Vorstellung der Parametrisierungsvariante . . . 43
4.2.2 Form der Zielfunktion . . . 44
4.2.3 Optimierungsläufe . . . 46
4.2.3.1 D6 . . . 46
4.2.3.2 R6 . . . 50
4.2.4 Auswertung der Optimierungsergebnisse . . . 52
4.3 Dimensionierung zeitlich konstanter Entnahmemengen an variablen Brunnenstandorten . . . 54
4.3.1 Aufbau der Parametrisierungsvariante . . . 54
4.3.2 Form der Zielfunktion . . . 55
4.3.3 Ergebnis der Optimierungsläufe . . . 57
4.3.3.1 D2q4 . . . 57
4.3.3.2 R2q4 . . . 61
4.3.4 Bewertung der Optimierungsläufe . . . 62
4.4 Anwendungsfall Dimensionierung der Grundwasserhaltung an variablen Brunnenstandorten . . . 64
4.4.1 Aufbau der Parametrisierung . . . 64
4.4.2 Optimierungsergebnis . . . 65
4.5 Optimierung zeitlich variabler Entnahmemengen an festen Brunnenstandorten . . . 67
4.5.1 Allgemeines . . . 67
4.5.2 Ergebnis der Optimierungsläufe . . . 68
4.5.2.1 D6τ1 . . . 68
4.5.2.2 D6τ2 . . . 70
4.5.2.3 D6tb . . . 71
4.5.3 Vergleich der Optimierungsrechnungen . . . 72
4.6 Optimierung zeitlich variabler Entnahmemengen an variablen Brunnenstandorten . . . 75
4.6.1 Aufbau . . . 75
4.6.2 Ergebnis der Optimierungsrechnung . . . 75
4.6.2.1 D2q4τ2 . . . 75
4.6.2.2 D2q4/6τ2 . . . 77
4.6.3 Bewertung der Optimierungsläufe . . . 77
4.7 Anwendung der Betriebsoptimierung von Grundwasserhaltungs-brunnen an variablen Brunnenstandorten . . . 79
4.7.1 Aufbau der Optimierung . . . 79
4.7.2 Optimierungsergebnis . . . 79
4.7.3 Bewertung des Optimierungsergebnisses . . . 81
4.8 Zusammenfassung . . . 81

5 Empfehlungen für die Ingenieurpraxis 84
5.1 Überblick . . . 84
5.2 Fehlerquellen . . . 84
5.2.1 Klassifizierung . . . 84

5.2.2 Grundwassermodell . . . 85
5.2.3 Parametrisierung . . . 86
5.2.4 Auswertung . . . 87
5.2.5 Optimierungsalgorithmus . . . 88
5.3 Anforderungen an die praktische Anwendung . . . 88
5.3.1 Voraussetzungen . . . 88
5.3.2 Arbeitsschritte . . . 89
5.4 Anwendungsmöglichkeiten . . . 91
5.5 Entwicklungspotential . . . 92

6 Zusammenfassung 94

Literaturverzeichnis 97

Anhang

A Numerisches Finite-Elemente-Modell 104
A.1 Überblick . . . 104
A.2 Berechnung eines Finite-Elemente-Modells mit FESSIM . . . 104
A.3 Abgrenzung und Diskretisierung des Grundwassermodells . . . 107
A.4 Geologie . . . 107
A.5 Randbedingungen . . . 109
A.6 Kalibrierung, Simulationszeitraum und Anfangsbedingungen . . . 110
A.7 Modellergebnisse . . . 111

B Optimierungsalgorithmen 112
B.1 Übersicht . . . 112
B.2 Linear Programming . . . 112
B.3 Simulated Annealing . . . 112
B.3.1 Derandomized Evolutionary Strategy . . . 113
B.3.1.1 Herkunft . . . 113
B.3.1.2 Der DES-Algorithmus . . . 114
B.3.1.3 Parallelisierbarkeit . . . 116
B.3.1.4 Vorteile und Nachteile . . . 116
B.3.2 Response Surface Method unter Verwendung der Radialfunktion . 117
B.3.2.1 Überblick . . . 117
B.3.2.2 Der RSM-Algorithmus . . . 117
B.3.2.3 Vor- und Nachteile . . . 119

C Auswertung der Optimierungsläufe 120
C.1 Allgemeines . . . 120
C.2 Parametrisierungsvariante 6 . . . 120
C.3 Parametrisierungsvariante 2q4 . . . 121

D Statistische Methoden 124
D.1 Allgemeines . . . 124
D.1.1 Mittelwert und Abweichung . . . 124

D.2 Test auf Unabhängigkeit zweier Merkmale 125
D.2.1 Voraussetzungen 125
D.2.2 Test auf Normalverteilung der verwendeten Stichproben 126
D.2.3 Durchführung des t-Tests 127

Verzeichnis der Formeln und Abkürzungen

a) Koordinaten, Indizes, Funktionen und Vereinbarungen

t	Zeitkoordinate	[T]
$x_i = x, y, z$	Globale Koordinaten	[L]
i, j, k, l	Laufindex, Zähler	
τ	relative Länge	
f	Zielfunktion	
c	Konstante	
n	Anzahl	
s_n	Interpolierte Zielfunktion	
Π	numerisches Modell	
χ	Modelleingangsdaten	
Θ	Ergebnisbewertung	
Φ	Nebenbedingung	
KE	Kosteneinheit	
$\square_0$	Startwert	
$\square_{end}$	Endwert	
$\square_{min}$	Minimaler Wert	
$\square_{max}$	Maximaler Wert	
$\square_{ref}$	Referenzwert	
$\square_{inital}$	Anfangswert	
$\Delta\square$	Differenz	
$\underline{\square}$	Mittelwert	
$\square^*$	Optimaler Wert	
$\square_+$	bester Wert	
$\square^g$	Wert der Generation g	

Es gilt die EINSTEIN'sche Summenkonvention.

b) Skalare Größen

A	Fläche	$[L^2]$
I	Gefälle	
K	Kosten	$[KE]$
K_{Fix}	Fixkosten	$[KE]$
K_{Q}	Förderkosten	$[KE]$
K_{Ziel}	Strafkosten für Nichteinhaltung des Ziels	$[KE]$
K_{Modell}	Strafkosten für ungültige Modellergebnisse	$[KE]$
$K_{\text{Nbed.}}$	Strafkosten für weitere Nebenbedingungen	$[KE]$
K_{Energie}	Energiekosten	$[KE/kWh]$
Q	Volumenstrom	$[L^3/T]$
S_S	Speicherkoeffizient	
g	Erdbeschleunigung	$[L/T^2]$
h	Höhe	$[L]$
k_f	Durchlässigkeit	$[L/T]$
q	Entnahme	$[L^3/T]$
r	Radius	$[L]$
v_f	Filtergeschwindigkeit	$[L/T]$
α	Winkel	
δ_G	Globaler Skalierungsfaktor	
η	Wirkungsgrad	
ρ	Dichte	$[M/L^3]$
σ	Absoluter Fehler, Unebenheit	

c) Vektorielle und tensorielle Größen

$\vec{1}$	Einheitsvektor	$[-]$
T_{ij}	Transmissivitätsvektor	$[L^2/T]$
b_{ui}	Untere Grenze der Optimierungsparameter	$[L]$
b_{oi}	Obere Grenze der Optimierungsparameter	$[L]$
$\underline{h}(t)$	Modellergebnis	$[L]$
k_{fij}	Durchlässigkeitstensor	$[L/T]$
p_i	Optimierungsparameter	
v_{fi}	Räumliche Filtergeschwindigkeit	$[L/T]$
z_i	Vektor normalverteilter Zufallszahlen	
δ_i	Vektor der elementaren Skalierungsfaktoren	

Abbildungsverzeichnis

1.1 Rückhalteräume und Deichlinien am Niederrhein in Nordrhein-Westfalen nach LUA NRW (2000) 2

2.1 Lage des geplanten Rückhalteraums Köln-Worringen am Niederrhein 3
2.2 Extrapoliertes 200-jähriges Hochwasser: Tageswerte der Ganglinie im Rhein am Rückhalteraum Worringen 4
2.3 Maximale Grundwasserdruckhöhen in müNN bei 200-jährigem Referenzhochwasser ohne Flutung des Rückhalteraums nach KÖNGETER ET AL. (1997) 5
2.4 Maximale Grundwasserdruckhöhen in müNN bei 200-jährigem Referenzhochwasser mit Flutung des Rückhalteraums nach KÖNGETER ET AL. (1997) 5
2.5 Ganglinien der Grundwasserdruckhöhen an unterschiedlichen Standorten ohne (ref.) und mit geflutetem Retentionsraum 6
2.6 Differenz aus Grundwasserstand nach Flutung des Rückhalteraums und maximal tolerierbarem Grundwasserstand 8
2.7 Schematische Darstellung der Vorgehensweise 14

3.1 Optimierungssystem 16
3.2 Parametrisierung des Standorts in einer Fläche 21
3.3 Parametrisierung des Standorts auf einer Linie 22
3.4 Parametrisierung des Verlaufs für zahlreiche Phasen mit konstanter Entnahmemenge 24
3.5 Parametrisierung des Verlaufs über eine stückweise lineare Entnahmefunktion 24
3.6 Parametrisierung des zeitlichen Verlaufs mit der τ1-Funktion 26
3.7 Parametrisierung des zeitlichen Verlaufs mit der τ2-Funktion 26
3.8 Aufspannen einer Bézierkurve zwischen Bézierpunkten 27
3.9 Parametrisierung des zeitlichen Verlaufs mit der Bézierfunktion 28
3.10 Fehlerhaftes Modellergebnis durch zu große Entnahmemengen bei der Überlagerung von Absenktrichtern zweier Brunnen 32
3.11 Zusammengesetzte Auswertungsfunktion mit Fixkosten, Energiekosten und Strafkosten aus Zieleinhaltung und Modellfehlern 34

4.1 Schematische Darstellung der Vorgehensweise 41
4.2 Standorte der sechs Brunnen, Bewertungsfläche (schraffiert), überschwemmte Rheinvorländer und Rückhaltebecken (grau hinterlegt) 43
4.3 Diskrete Darstellung der Zielfunktion für zwei Brunnengruppen aus 441 Berechnungen, Minimum durch Punkt markiert 45

4.4 D6, Iterationsverlauf mit DES: Median (Linie) und mittlere Abweichungen aus 30 Optimierungsrechnungen (graue Fläche) 47
4.5 D6, beispielhafter Optimierungslauf mit DES: Kurve des besten Ergebnisses und einzelne Iterationsergebnisse (Kreise) 48
4.6 D6, beispielhafter Optimierungslauf mit DES: Kurve des globalen Skalierungsfaktors δ_G und der Skalierungsfaktoren δ_i für jeden Parameter 48
4.7 D6: Optimierungsergebnisse für die Entnahme q an den unterschiedlichen Brunnen 1 bis 6 mit DES 49
4.8 R6, Iterationsverlauf mit RSM: Median und mittlere Abweichungen aus 30 Optimierungsrechnungen 50
4.9 R6, beispielhafter Optimierungslauf mit RSM: Kurve des besten Ergebnisses und einzelne Iterationsergebnisse (Kreise) 51
4.10 R6: Optimierungsergebnisse für die Entnahme q an den unterschiedlichen Brunnen 1 bis 6 mit RSM 52
4.11 D6 und R6: Vergleich des Medians der Optimierungsläufe mit DES und RSM 53
4.12 Positionierung zweier Brunnen auf einer Linie 56
4.13 Zielfunktion für Optimierung mit zwei auf einer Linie beweglichen Brunnen (diskrete Darstellung aus 221 Berechnungen) 56
4.14 D2q4, Optimierungsverlauf mit DES: Median und mittlere Abweichungen aus 20 Optimierungsläufen (gepunktet: Optimierungsergebnis der Grundvariante D6 als Referenz) 57
4.15 D2q4: Optimierungsergebnisse mit DES nach 1000 Iterationsschritten für den Standort der Brunnen 1 bis 4 (Standortabweichung relativ zur Ausgangsposition) 58
4.16 D2q4: Beispielhaftes Ergebnis einer Optimierungsrechnung mit DES, Brunnenstandorte (weiß: Ausgangspositionen, schwarz: optimierte Positionen), Grenzen der Positionierungsbereiche (gestrichelt) und überflutetes Rheinvorland sowie Rückhaltebecken (grau hinterlegt) 59
4.17 R2q4, Optimierungsverlauf mit RSM: Median und mittlere Abweichungen aus fünf Optimierungsläufen (gepunktet: Optimierungsergebnis der Grundvariante R6 als Referenz) 61
4.18 D2q4 und R2q4: Vergleich des Medians der Optimierungsläufe (Optimierungsergebnis der Grundvariante D6 als Referenz) 63
4.19 Ganglinie des Rheinwasserspiegels bei Rheinkilometer 707, Einsatzgrenzen für die Grundwasserhaltungsbrunnen 65
4.20 A-D2q4: Iterationsverlauf (gepunktet: Optimierungsergebnis der Grundvariante D6 als Referenz) 66
4.21 A-D2q4: Ergebnis der Optimierungsrechnung mit DES, Brunnenstandorte, (weiß: Ausgangspositionen, schwarz: optimierte Positionen), Grenzen der Positionierungsbereiche (gestrichelt) und überflutetes Rheinvorland sowie Rückhaltebecken (grau hinterlegt) 67

4.22 D6τ1: Iterationsverlauf der Optimierungsrechnung mit DES (gepunktet: Optimierungsergebnis der Grundvariante D6 als Referenz) 68

4.23 D6τ1: Zeitlicher Verlauf der mit DES optimierten Entnahmen q an den Brunnen 1 bis 6, qualitative Darstellung des Grundwasserpotentials am Standort des jeweiligen Brunnens ohne Grundwasserhaltung 69

4.24 D6τ2: Iterationsverlauf der Optimierungsrechnung mit DES, gepunktet: Optimierungsergebnis der Grundvariante D6 als Referenz) 71

4.25 D6τ2: Zeitlicher Verlauf der mit DES optimierten Entnahmen q an den Brunnen 1 bis 6, qualitative Darstellung des Grundwasserpotentials am Standort des jeweiligen Brunnens ohne Grundwasserhaltung 72

4.26 D6tb: Iterationsverlauf der Optimierungsrechnung mit DES (gepunktet: Optimierungsergebnis der Grundvariante D6 als Referenz) 73

4.27 D6tb: Zeitlicher Verlauf der mit DES optimierten Entnahmen q an den Brunnen 1 bis 6, qualitative Darstellung des Grundwasserpotentials am Standort des jeweiligen Brunnens ohne Grundwasserhaltung 73

4.28 D6t: Optimierungsläufe mit DES, Iterationsverläufe mit zeitlich variablen Entnahmemengen im Vergleich (Optimierungsergebnis der Grundvariante D6 als Referenz) 74

4.29 D2q4τ2: Iterationsverlauf einer Optimierungsrechnung mit DES (gepunktet: Optimierungsergebnis der Grundvariante D6 als Referenz) 76

4.30 D2q4/6τ2: Iterationsverlauf einer Optimierungsrechnung mit DES (gepunktet: Optimierungsergebnis der Grundvariante D6 als Referenz) 78

4.31 D2q4/6τ2: Zeitlicher Verlauf der mit DES optimierten Entnahmen q an den Brunnen 1 bis 6, qualitative Darstellung des Grundwasserpotentials am Standort des jeweiligen Brunnens ohne Grundwasserhaltung 78

4.32 A-D2q4/6τ2: Iterationsverlauf einer Optimierungsrechnung mit DES (gepunktet: Optimierungsergebnis der Grundvariante D6 als Referenz) 80

4.33 A-D2q4/6τ2: Zeitlicher Verlauf der mit DES optimierten Entnahmen q an den Brunnen 1 bis 66, qualitative Darstellung des Grundwasserpotentials am Standort des jeweiligen Brunnens ohne Grundwasserhaltung 80

5.1 Erweiterung des Modellierungsprozesses nach FORKEL (2004) auf die automatische Optimierung 89

A.1 Prinzipdarstellung der Cauchy-Randbedingung 107

A.2 Grundwassermodell Worringen: Finite-Elemente-Netz 108

A.3 Grundwassermodell Worringen: Randbedingungen 109

B.1 Beispiel für unterschiedliche Grade an „Unebenheit“ der Zielfunktion. Funktion a) hat eine kleinere „Unebenheit“ als Funktion b), (f^* = minimaler Funktionswert) 117

C.1 D6: Entwicklung des Medians bei Erhöhung der Anzahl von berücksichtigten Optimierungsläufen mit DES 121
C.2 R6: Entwicklung des Medians bei Erhöhung der Anzahl von berücksichtigten Optimierungsläufen mit RSM 122
C.3 D2q4: Entwicklung des Medians bei Erhöhung der Anzahl von berücksichtigten Optimierungsläufen mit DES 123
C.4 R2q4: Entwicklung des Medians bei Erhöhung der Anzahl von berücksichtigten Optimierungsläufen mit RSM 123

Tabellenverzeichnis

4.1 Übersicht über die in diesem Kapitel vorgestellten Optimierungsläufe 42
4.2 D6: Median und Abweichung der Optimierungsergebnisse aus 30 Optimierungsläufen nach 600 Iterationsschritten mit DES 47
4.3 R6: Median und Abweichung der Optimierungsergebnisse aus 30 Optimierungsläufen nach 800 Iterationsschritten mit RSM 51
4.4 D2q4: Beispielhaftes Ergebnis eines Optimierungslaufs mit DES 60
4.5 A-D2q4: Optimierungsergebnis eines charakteristischen Optimierungslaufs . 66
4.6 Übersicht über die Optimierungsergebnisse 82

D.1 Schranken für kritische Grenzen des Quotienten r/s nach DAVID ET AL. (1954) 126

1 Einleitung

Durch die extremen Hochwasserabflüsse in den vergangenen zwei Jahrzehnten an Rhein, Oder und Elbe wird der Hochwassergefahr wieder stärkere Aufmerksamkeit geschenkt. Infolge klimatischer Veränderungen werden darüber hinaus steigende Niederschlagsintensitäten erwartet (OCCC, 2003). Dies lässt zum einen ein deutlich vermehrtes Auftreten von Hochwasserabflüssen im Bereich der mittleren Hochwässer erwarten (IHRINGER, 2003), zum anderen ist häufiger mit Extremhochwässern zu rechnen (OCCC, 2003). Das vor diesem Hintergrund erhöhte Problembewusstsein hat zu gemeinsamen internationalen Anstrengungen für einen verbesserten Hochwasserschutz geführt (IKSR, 1998; IRMA-SPONGE, 2002).

Das für Deutschland entwickelte Konzept eines vorsorgenden Hochwasserschutzes unterscheidet die drei Maßnahmekategorien Wasserrückhalt in der Fläche, technischer Hochwasserschutz und Hochwasservorsorge (LAWA, 2004). Neben einem vergrößerten Hochwasserrückhalt in der Fläche durch Rückverlegung der Deichlinien (HIMML & BÜCHLER, 2000; KÖNGETER ET AL., 2002) sollen in Nordrhein-Westfalen in der Kategorie des technischen Hochwasserschutzes Deiche erhöht und saniert werden und neue Hochwasserrückhalteräume entstehen (ZIPFEL ET AL., 1997; POHLE & WEGNER, 1997a; KÖNGETER ET AL., 2000; KÖNGETER & LAGENDIJK, 2000). Ein Überblick über das für Nordrhein-Westfalen geplante System von Hochwasserschutzmaßnahmen (LUA NRW, 2000) wird in Abbildung 1.1 gegeben.

Bei Flutung eines Rückhalteraums muss mit der Infiltration von zurückgehaltenem Wasser in den Boden und einem damit verbundenen Anstieg des Grundwasserstands in der Umgebung gerechnet werden (ZIPFEL ET AL., 1997; KÖNGETER ET AL., 1997). Dies bedeutet eine zusätzliche Gefahr von Vernässung und Qualmwasseraustritt, von in Keller eindringendem Grundwasser oder sogar hydraulischem Grundbruch. Da die Anwohner dieser Gebiete gemeinhin ein Bestandsrecht hinsichtlich des Standortrisikos ihrer Gebäude besitzen, sollen die negativen Auswirkungen des Rückhalteraums durch technische Maßnahmen ausgeglichen werden.

Die Planung einer solchen Maßnahme wird üblicherweise von einem numerischen Grundwassermodell unterstützt, mit dem die Einwirkung von Planungsalternativen auf das Grundwasser berechnet wird. Die Aufstellung dieser Alternativen ist dabei von der Erfahrung und Intuition des planenden Ingenieurs abhängig. Da die manuelle Überprüfung der Planungen langwierig ist, wird sie meist schon nach wenigen Versuchen beendet. Eine optimale Lösung wird auf diese Weise oft nicht erreicht. In der vorliegenden Arbeit

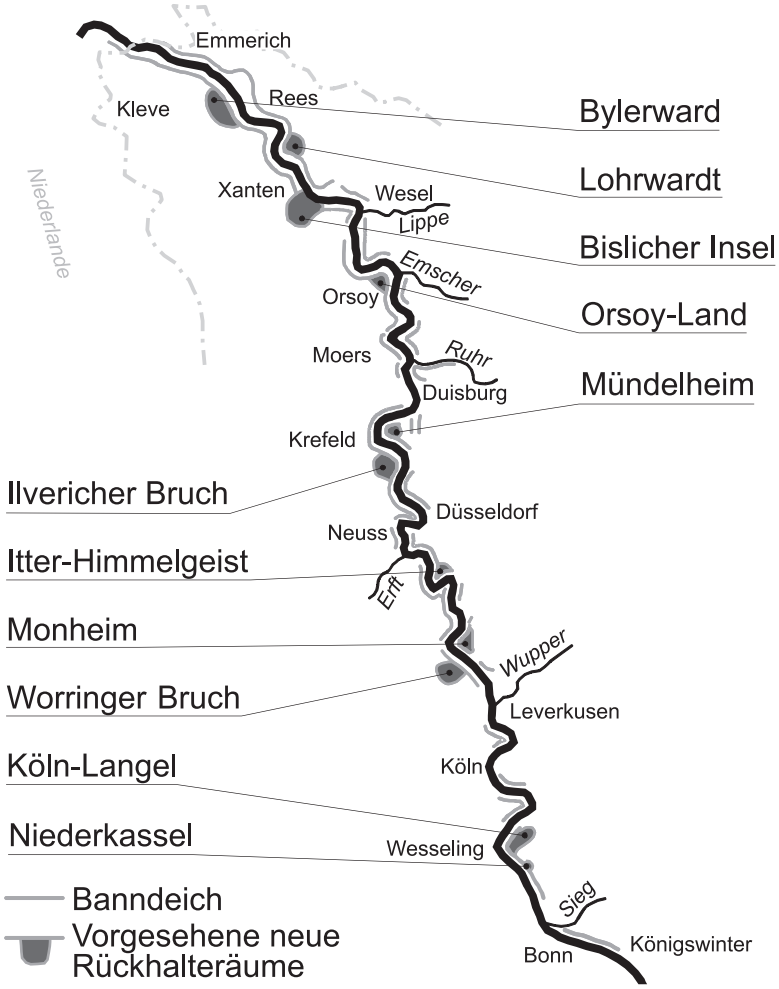


Abb. 1.1: Rückhalteräume und Deichlinien am Niederrhein in Nordrhein-Westfalen nach LUA NRW (2000)

wird ein Optimierungssystem entwickelt, das durch die Verknüpfung eines numerischen Grundwassermodells mit einem mathematischen Optimierungsalgorithmus automatisch – das heißt ohne Eingriff von außen – für ein vorgegebenes Ziel eine optimale Lösung findet. Hierzu wird das für Voruntersuchungen für den Rückhalteraum Worringen aufgestellte numerische Grundwassermodell (KÖNGETER ET AL., 1997) verwendet. Das damit aufgebaute Optimierungssystem dient als Grundlage für die Entwicklung eines Planungswerkzeugs. Für dessen Anwendung in der Ingenieurpraxis der Grundwasserwirtschaft werden in dieser Arbeit Empfehlungen erarbeitet.

Im folgenden zweiten Kapitel wird die Problemstellung am Hochwasserrückhalteraum bei Worringen detailliert erläutert. Mögliche Lösungsansätze werden aufgeführt und ein Überblick über die Anwendung der automatischen Optimierung in der Grundwasserwirtschaft gegeben, sowie die gewählte Vorgehensweise erläutert.

2 Aufgabenstellung und Vorgehensweise

2.1 Der geplante Rückhalteraum bei Worringen

Am Niederrhein zwischen Köln und Düsseldorf, in direkter Nähe zu den Ortschaften Worringen, Langel und Fühlingen, liegt der geplante Rückhalteraum Köln-Worringen im äußersten Norden des Kölner Stadtgebiets (Abbildung 2.1). Der Rückhalteraum soll im Zuge der Sanierung und des Ausbaus der Deichanlagen in diesem Bereich entstehen. Der Rückhalteraum wird die Fläche zwischen der Bundesstraße 9 und der Deichlinie einnehmen. In einer Vorstudie (POHLE & WEGNER, 1997a) wurden mehrere Varianten des Rückhalteraums untersucht. In der zur Zeit durchgeführten Genehmigungsplanung (Planfeststellungsabschnitt 10; STADT KÖLN, 2001) ist eine freie Flutung des Rückhal-

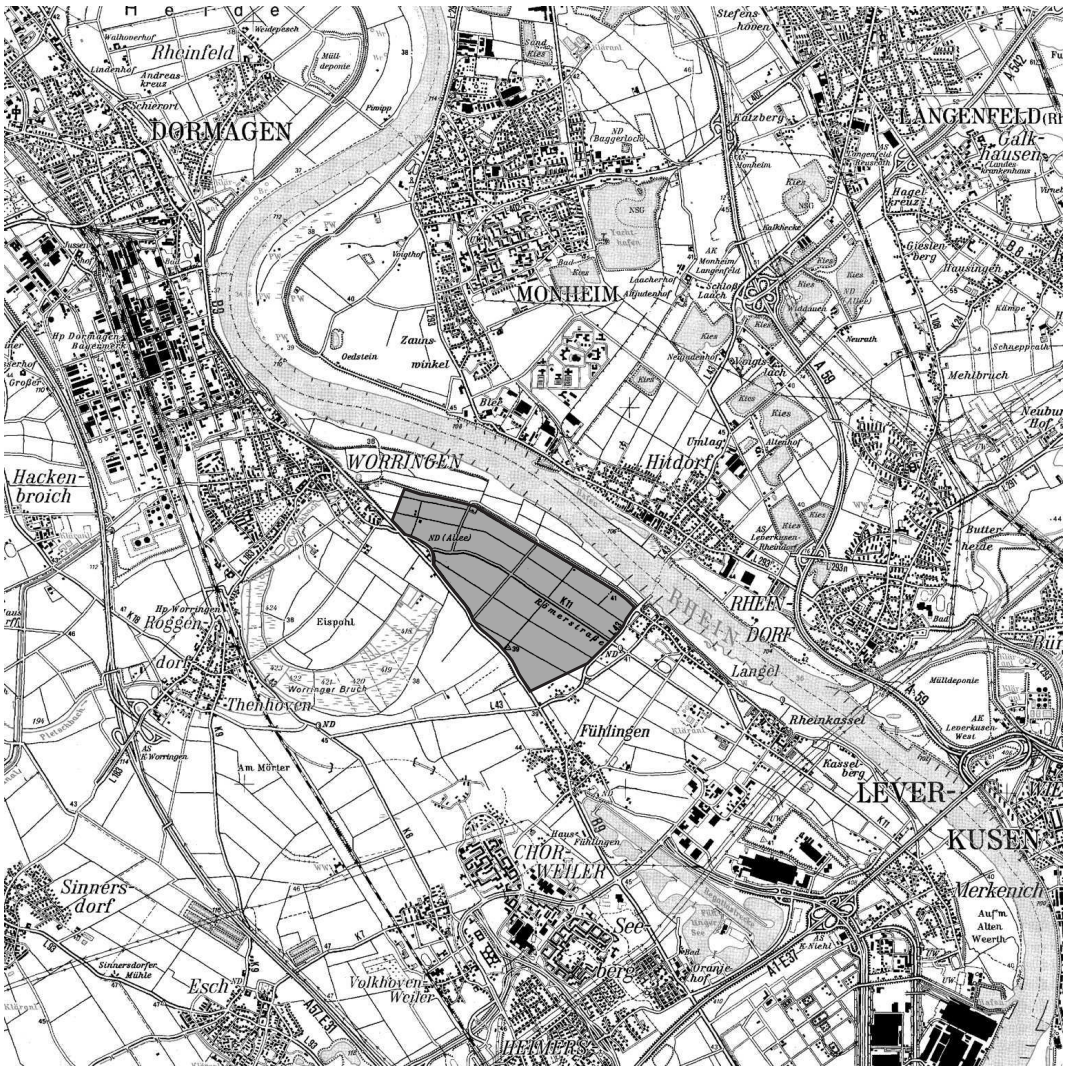


Abb. 2.1: Lage des geplanten Rückhalteraums Köln-Worringen am Niederrhein

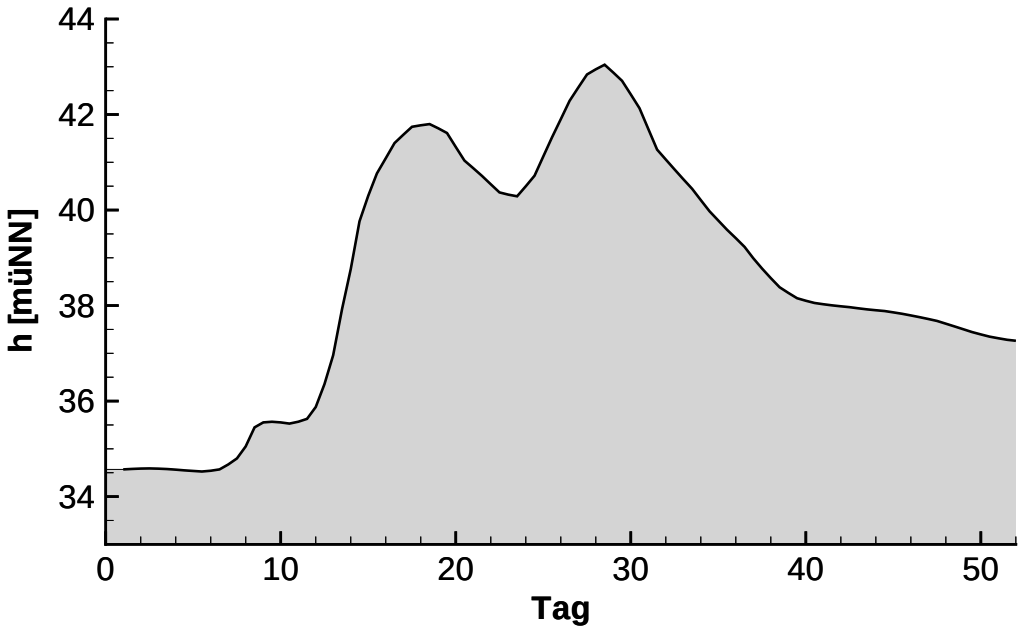


Abb. 2.2: Extrapoliertes 200-jähriges Hochwasser: Tageswerte der Ganglinie im Rhein am Rückhalteraum Worringen

teraums mit einer Überlaufschwelle auf einer Höhe von 38 müNN bei Rheinkilometer 707 vorgesehen. Eine Erweiterung des Rückhalteraums durch eine gesteuerte Flutung des Worringer Bruchs – einer alten Rheinschleife – bis auf eine maximale Höhe von 41 müNN wurde bereits untersucht (NESTMANN, 1999); diese Variante wird jedoch zunächst nicht realisiert. Durch den Bau des Rückhalteraums entsteht auf einer Fläche von 2,5 km^2 ein zusätzliches Retentionsvolumen von 7,2 Mio. m^3, durch das der Scheitel einer 100-jährigen Hochwasserwelle um etwa 4 cm reduziert wird (NESTMANN, 1999). Ausgehend von den Pegelmessreihen des Kölner Pegels ist nach POHLE & WEGNER (1997b) mit einer nahezu jährlichen Inanspruchnahme des Hochwasserretentionsraums zu rechnen.

Zur Berechnung eines Worst-case-Szenarios wurde eine 200-jährige Referenzhochwasserwelle aus der Ganglinie des Hochwasserereignisses vom März/April 1988 extrapoliert (Abbildung 2.2). Die zwei im Abstand von wenigen Tagen auftretenden Hochwasserscheitel sind typisch für eine Hochwasserganglinie am Rhein.

2.2 Problematik

Bereits ohne Flutung des Rückhalteraums entstehen bei Hochwasser große Grundwasserdruckhöhen, die in Teilen der Ortschaften Worringen, Langel und Rheinkassel bis über die Geländeoberkante ansteigen können (Abbildung 2.3). Im Hochwasserfall liegen da-

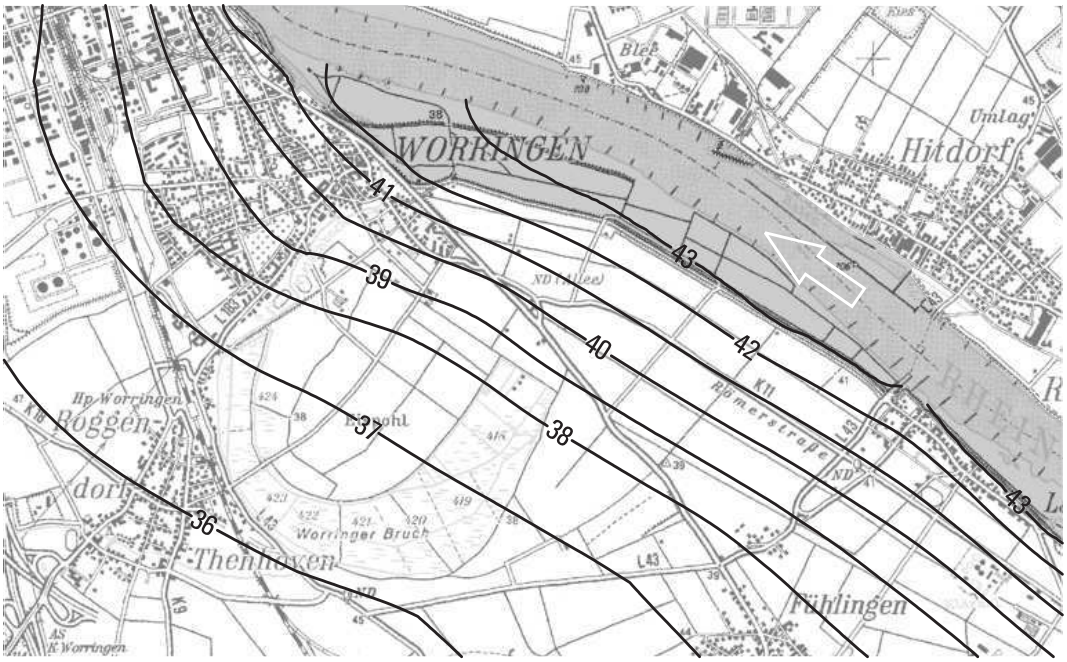


Abb. 2.3: Maximale Grundwasserdruckhöhen in müNN bei 200-jährigem Referenzhochwasser ohne Flutung des Rückhalteraums nach KÖNGETER ET AL. (1997)

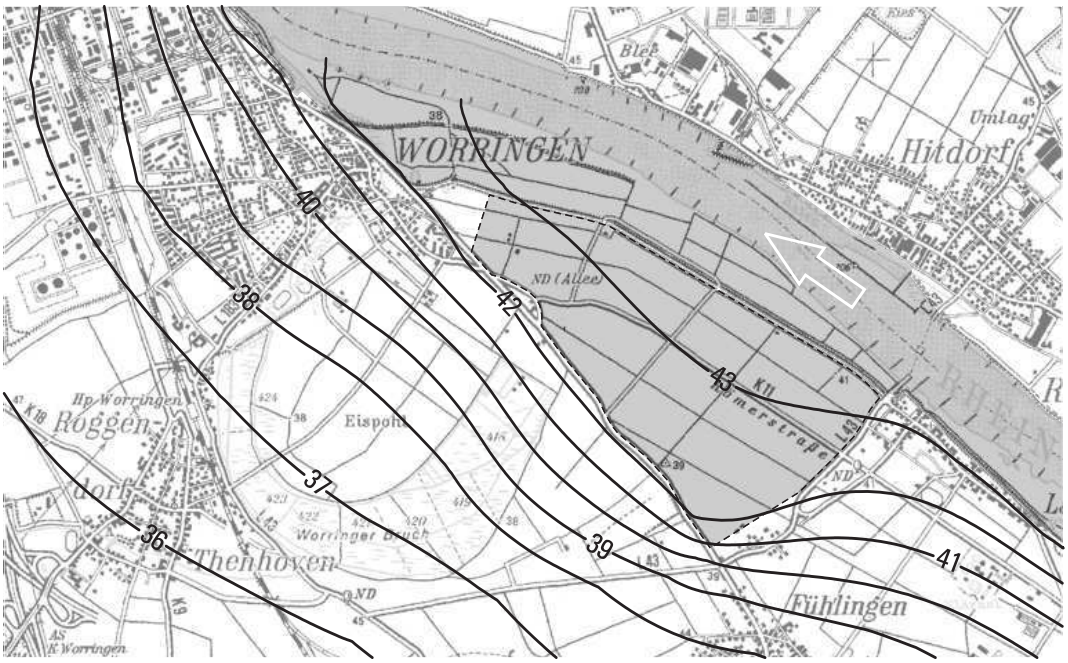


Abb. 2.4: Maximale Grundwasserdruckhöhen in müNN bei 200-jährigem Referenzhochwasser mit Flutung des Rückhalteraums nach KÖNGETER ET AL. (1997)

mit weit verbreitet gespannte Grundwasserverhältnisse vor. Durch die den Grundwasserleiter bedeckenden, gering durchlässigen Deckschichten bleibt der Qualmwasseraustritt jedoch auf wenige Stellen begrenzt (POHLE & WEGNER, 1997b). Extrem große Druckhöhen können aber die Standsicherheit von Gebäuden gefährden und zu einem hydraulischen Grundbruch – dem Aufbrechen der Bodenschichten durch den Wasserdruck – führen. In der Vergangenheit ist dies allerdings bei Hochwasserereignissen in diesem Gebiet nicht beobachtet worden.

In Teil C der Vorstudie zum Retentionsraum (KÖNGETER ET AL., 1997) wird die Berechnung des zusätzlichen Grundwasseranstiegs mit einem numerischen Grundwassermodell vorgestellt: Durch die Flutung des Retentionsraums wird der hochwasserbedingte Grundwasseranstieg in das Landesinnere verlegt, dabei entstehen größere Grundwasserdruckhöhen (Abbildung 2.4) und größere Bereiche mit nun gespannten Grundwasserverhältnissen. Der Einfluss des Rückhalteraums reicht dabei über den gesamten Bereich des Worringer Bruchs südwestlich bis in die Ortschaft Roggendorf/Thenhoven. Dort sind die Auswirkungen jedoch unkritisch, da der Flurabstand in diesem auf der Niederterrasse auf etwa 42 müNN gelegenen Gebiet auch im Hochwasserfall hinreichend groß bleibt. Im Nordwesten des Worringer Bruchs liegen kleinere Flurabstände vor, so dass eine Gefährdung hier nicht ausgeschlossen werden kann.

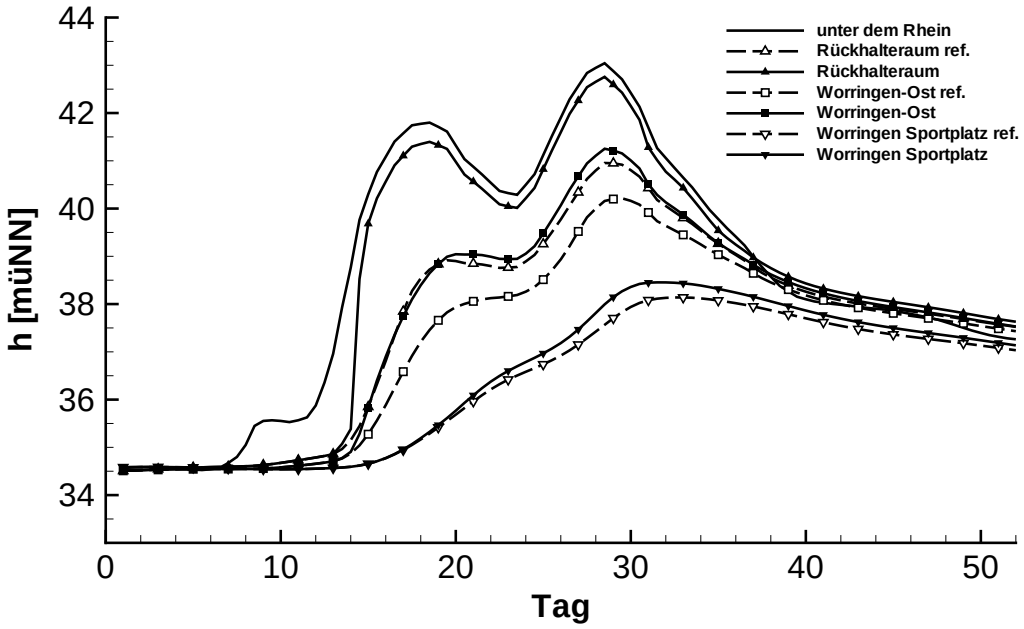


Abb. 2.5: Ganglinien der Grundwasserdruckhöhen an unterschiedlichen Standorten ohne (ref.) und mit geflutetem Retentionsraum

Auch die Ortslagen Fühlingen und Langel sowie Rheinkassel erfahren durch die Flutung des Rückhalteraums eine Erhöhung der Grundwasserstände. Die Situation in diesen Orten stellt sich jedoch weniger kritisch dar und ist räumlich eng begrenzt. Aus diesen Gründen konzentriert sich diese Arbeit auf den Worringer Bruch und die Ortschaft Worringen.

Abbildung 2.5 zeigt Ganglinien der Grundwasserdruckhöhen für den Referenzzustand ohne Rückhalteraum und mit Rückhalteraumflutung für das vorgestellte 200-jährige Hochwasserereignis. Es liegt ein hoch instationärer Prozess im Grundwasser vor: Der Grundwasserstand direkt unter dem Rückhalteraum reagiert am stärksten auf die Flutung. Gut zu erkennen ist, dass die Flutung mit Überströmen der Einlaufschwelle bei einem Wasserstand im Rhein von 38 müNN einsetzt und sich schnell im Grundwasser auswirkt. Der Wasserstand im Rückhalteraum entspricht dann dem Rheinwasserstand, die Druckhöhe im Grundwasser unter dem Rückhalteraum ist durch die Bodendeckschicht abgeschwächt. An der Messstelle im Stadtgebiet von Worringen zwischen Pletschbach und Rückhalteraum (Worringen-Ost) steigt die größte Druckhöhe im Grundwasser um durchschnittlich 1,00 m. Im Nordwesten des Worringer Bruchs (Sportplatz) ist die Ankunft des Scheitels der Hochwasserwelle im Grundwasser um zwei bis drei Tage verzögert; hier steigt der maximale Grundwasserstand durch die Flutung des Rückhalteraums um etwa 0,30 m. Diese Erhöhung von Grundwasserdruckhöhen ist typisch für die Situation an neuen Rückhalteräumen am Rhein (ZIPFEL ET AL., 1997; HIMML & BÜCHLER, 2000).

In Abbildung 2.5 ist gut zu erkennen, dass die durch ein Hochwasser erhöhten Grundwasserstände sich mit und ohne Rückhalteraum nur langsam abbauen und über mehrere Wochen bestehen bleiben.

2.3 Aufgabenstellung

Das Ansteigen des Grundwasserdrucks während eines Hochwasserereignisses stellt für besiedelte Gebiete in Flussniederungen ein Gefahrenpotential dar. Der von unten wirkende Wasserdruck belastet die Bauwerksstrukturen und kann zu einer erheblichen Minderung der Standsicherheit von Gebäuden in den gefährdeten Zonen führen. Das Eindringen von Grundwasser in Keller und Kanalisation stellt ein zusätzliches Schadenspotential dar. Im Gegensatz dazu können in unbesiedelten Gebieten durch das zeitweise Vernässen der oberen Bodenschichten und das Entstehen von Qualmwasser ökologisch wertvolle Biotope entstehen (SELL ET AL., 1997).

Da der Bau und Betrieb des Rückhalteraums eine Verschlechterung der Grundwassersituation für die Anwohner bewirkt, sind Gegenmaßnahmen zum Ausgleich dieser Nachteile vom Verursacher – hier der Stadt Köln als Bauherr und Betreiber des Rückhalteraums –

vorzusehen. Da die Bebauung der gefährdeten Zonen auf Grundlage eines genehmigten Flächennutzungsplans und eines zu dieser Zeit gültigen Bebauungsplans stattfand, kann ein Ausgleich einzig in der Verhinderung erhöhter Grundwasserdruckhöhen in besiedelten Gebieten bestehen. Eine Entschädigung oder sogar Enteignung der betroffenen Anwohner erscheint unter den gegebenen juristischen und gesellschaftlichen Rahmenbedingungen wenig erfolgversprechend.

Aus der oben erläuterten Problemstellung lässt sich folgende Zielsetzung formulieren (KÖNGETER ET AL., 1997):

- In Siedlungsgebieten, in denen bei Hochwasser auch im Referenzfall ohne Rückhalteraumflutung hohe Grundwasserdruckhöhen (h_{ref}) auftreten, darf der maximale Grundwasserstand infolge der Flutung des Rückhalteraums nicht weiter ansteigen. Hier soll der maximale Grundwasserdruck dem vor dem Bau des Rückhalteraums entsprechen.
- Der ansteigende Grundwasserstand nach Flutung des Rückhalteraums darf keine Gefährdung von Gebäuden verursachen, die vor dem Bau des Rückhalteraums nicht vom Hochwasser betroffen waren. Hier soll der Grundwasserstand eine Höhe von 2,50 m unter der Geländeoberkante nicht überschreiten, damit eine Belastung der Kellerstrukturen durch drückendes Grundwasser vermieden wird.

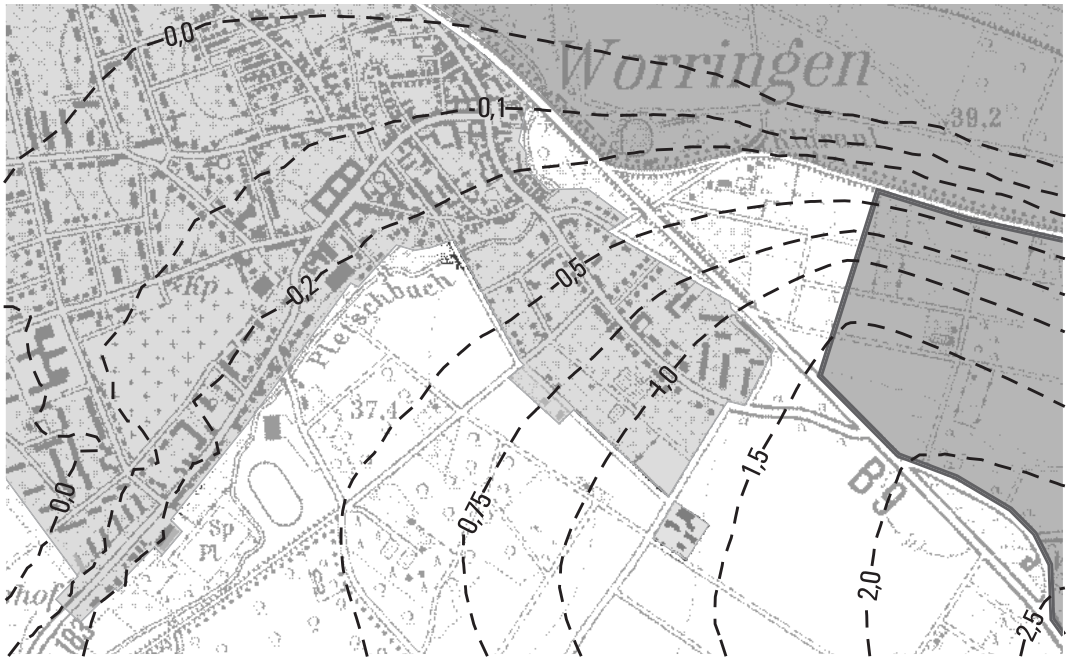


Abb. 2.6: Differenz aus Grundwasserstand nach Flutung des Rückhalteraums und maximal tolerierbarem Grundwasserstand

Mittels dieser zwei Anforderungen lässt sich mit den Größen Geländeoberkante (GOK) und Grundwasserdruckhöhe im Referenzzustand ohne Rückhalteraumflutung (h_{ref}) ein maximal tolerierbarer Grundwasserstand h_{max} ermitteln:

$$h_{max} = \max\left(h_{ref},\ GOK - 2{,}50\,m\right) \tag{2.1}$$

Auf der Grundlage des so ermittelten Zielgrundwasserstands lassen sich nun die Gebiete identifizieren, in denen bei Flutung des Rückhalteraums mit einer Verschärfung der Gefährdung durch einen steigenden Grundwasserstand zu rechnen ist. Eine Verschlechterung der Situation durch länger bestehende hohe Grundwasserdruckhöhen wird dadurch jedoch nicht berücksichtigt.

Abbildung 2.6 zeigt Linien gleichen Grundwasseranstiegs über das durch h_{max} gesetzte Ziel. Gut zu erkennen ist, dass für das bei Hochwasser durch drückendes Grundwasser belastete Siedlungsgebiet zwischen Pletschbach und Rückhalteraum zusätzliche Druckhöhen von 0,30 m bis 1,30 m über dem maximal tolerierbaren Grundwasserstand zu erwarten sind. Für dieses Gebiet ist ohne geeignete Gegenmaßnahmen mit einer deutlichen Erhöhung des aus dem Grundwasserdruck resultierenden Gefährdungspotentials zu rechnen (POHLE & WEGNER, 1997a).

Auch die Aufhöhung des Grundwasserstands in dem westlich des Worringer Bruchs gelegenen Ortsteil vergrößert die Gefährdung der dortigen Bebauung. In diesem Bereich steigen die maximalen Grundwasserstände bis zu 0,25 m an. Gegenmaßnahmen müssen also auch hier vorgesehen werden.

2.4 Lösungsansätze

Die oben beschriebenen Auswirkungen einer Flutung des Rückhalteraums bei Worringen auf die Grundwasserstände zeigen charakteristisch die Art der Einwirkung eines Rückhalteraums auf seine Umgebung und sind auch bei anderen Hochwasserschutzprojekten dieser Art zu beobachten (ZIPFEL ET AL., 1997; HIMML & BÜCHLER, 2000).

Ein nahe liegender Lösungsansatz, die bessere Abdichtung der Sohle des Rückhalteraums zur Verringerung der in das Grundwasser einsickernden Wassermenge, ist im Rahmen der Vorstudie untersucht worden (KÖNGETER ET AL., 1997). Durch diese Maßnahme kann jedoch keine zufrieden stellende Absenkung der kritischen Grundwasserdruckhöhen erreicht werden.

Eine Abschirmung der bedrohten Ortsteile durch den Grundwasserleiter vertikal absperrende Dicht- bzw. Spundwände würde die Einwirkung der großen Druckhöhen auf die Siedlungsgebiete abschwächen. Eine Untersuchung zu den Hochwasserschutzanlagen

am Weißer Bogen in Köln (KÖNGETER ET AL., 2002) zeigt, dass die aus Gründen der Standsicherheit in die Flussdeiche integrierten Spundwände einen gewissen Schutz gegen hohe Grundwasserdruckhöhen im Hochwasserfall geben können. Am Weißer Bogen ist die Verbesserung der Grundwassersituation lediglich ein Nebenziel der Sanierungsmaßnahme. In Worringen dagegen muss eine Verschlechterung der Situation durch den Betrieb des Rückhalteraums abgefangen werden; dadurch wird eine sehr große Einbindetiefe der Spundwand notwendig. Diese würde nach einem Hochwasserereignis die Entspannung der Grundwasserdruckhöhen behindern und so zu einer erheblich länger andauernden Vernässung im Worringer Bruch führen. Anders als bei einer am Mündelheimer Rheinbogen errichteten Dichtwand, die parallel verläuft zum gewöhnlichen Grundwasserabstrom in den Rhein (HIMML & BÜCHLER, 2000), müsste eine Dichtwand in Worringen im Normalfall quer zur Grundwasserströmung stehen und würde die Grundwasserförderung in diesem Gebiet stark beeinträchtigen.

Als klassische Maßnahme zur Absenkung der Grundwasserstände bleibt die Einrichtung einer Grundwasserhaltung mit Hilfe von Brunnen oder Gräben: KÖNGETER ET AL. (1997) bemessen die für eine Grundwasserhaltung notwendige Fördermenge (bei einer leicht differierenden Zielvorgabe sowie der Berücksichtigung der Ortschaften Langel und Fühlingen) überschläglich auf bis zu maximal 5 m^3/s, die über einen Zeitraum von drei Wochen gefördert werden müsste. Durch eine Optimierung der Grundwasserhaltung ist eine Verringerung der benötigten Entnahmen zu erwarten. Für eine Einschätzung realistischer Entnahmemengen soll eine Abschätzung der Leistungsfähigkeit verschiedener Brunnenarten vorgenommen werden. Dabei wird von einer mittleren Durchlässigkeit von $4 \cdot 10^{-3}$ m/s und einer durchschnittlichen Mächtigkeit des Aquifers von 18 m ausgegangen.

Im Hochwasserfall liegen in Tallagen gespannte und ungespannte Grundwasserverhältnisse vor. Numerische Grundwasserberechungen für den Rückhalteraum Worringer Bruch zeigen, dass sich die gespannten Grundwasserbereiche durch eine Flutung des Rückhalteraums ausdehnen. Dies ist für ähnliche Problemstellungen ebenfalls anzunehmen. Bei gespannten Grundwasserverhältnissen kann schon mit geringen Entnahmen eine größere Absenkung der Druckhöhe erreicht werden. Dies kommt einer Problemlösung auf der Basis von Grundwasserentnahmen entgegen.

Bei gespannten Grundwasserverhältnissen und einem vollkommenen Vertikalbrunnen DN1000 berechnet sich nach BIESKE ET AL. (1998) mit einer Absenkung von etwa 3,80 m eine Brunnenleistung von $Q_{max,\,v} = 0{,}24\,m^3/s$. Für einen 100 m langen Horizontalbrunnen DN400 errechnet sich eine Brunnenleistung von $Q_{max,\,h} = 0{,}50\,m^3/s$. Mit der etwas genaueren Gleichung nach Falke (MUTSCHMANN & STIMMELMAYR, 1983) ergibt sich für diese Entnahmemenge eine Absenkung von etwa 5,50 m.

In Gebieten, in denen der Grundwasserstand nur wenig reduziert werden muss, bietet sich eine offene Wasserhaltung in Form von Wassergräben an, wie sie zum Beispiel für Grundwasserhaltungsmaßnahmen am Oberrhein eingesetzt wird (GDSOH, 1997). Nach BIESKE (1965) wird durch einen 100 m langen Graben, der den Grundwasserstand um einen Meter absenkt, eine Entnahme von $Q_{max, G} = 0{,}037\,m^3/s$ unter den gegebenen Rahmenbedingungen erreicht.

Damit ist überschläglich gezeigt, dass die notwendigen Grundwasserentnahmen in Worringen mit sechs Brunnen betrieben werden können, wenn die maximale Entnahmemenge für die Grundwasserhaltung durch die Optimierung von $5\,m^3/s$ aus der Vorstudie auf unter $3\,m^3/s$ reduziert werden kann.

Die Wahl, welche Art von Brunnen für die Grundwasserhaltung verwendet wird, sollte erst getroffen werden, wenn die Standorte und die jeweiligen maximalen Entnahmemengen festgelegt sind. Eine detaillierte Auswahl und Kalkulation der Grundwasserhaltungsanlage ist im Einzelnen sehr komplex und soll nicht Inhalt dieser Arbeit sein.

Am Hochwasserrückhalteraum Breisach/Burkheim ist eine Grundwasserhaltung mit insgesamt 17 Tiefbrunnen zum Schutz von zwei Ortschaften geplant (GDSOH, 1997). Die Brunnen wurden mit Hilfe eines Grundwassermodells und Worst-case-Rechnungen bemessen. Der Betrieb der Grundwasserhaltungsbrunnen wurde zunächst nur überschläglich geplant: Er soll mit Flutung des Rückhalteraums beginnen und nach hinreichender Unterschreitung eines kritischen Wasserstands an einer Grundwassermessstelle enden. Genaue Betriebsanleitungen sollen in situ während der ersten Betriebszeiten erarbeitet werden (GDSOH, 1997; MISSELWITZ, 2004).

Als Fortentwicklung der herkömmlichen manuellen Optimierung, bei welcher der planende Ingenieur auf der Grundlage von Wissen und Intuition die Lösung verbessert, wird die Suche nach der besten Lösung bei der automatischen Optimierung von einem mathematischen Optimierungsalgorithmus übernommen. In dieser Arbeit besteht das Ziel der automatischen Optimierung zum einen in der Dimensionierung der Grundwasserhaltung zur Einhaltung des oben beschriebenen Zielwasserstands: Der Optimierung der Entnahmemengen und Standorte der Brunnen. Zum anderen wird der Betrieb der Brunnen untersucht: Die Entnahmezeiten werden optimiert. Für die Berechnung der Auswirkungen der Grundwasserhaltung auf die Grundwasserstände im Einflussbereich des Rückhalteraums wird das bereits für die Vorstudie von KÖNGETER ET AL. (1997) erstellte numerische Grundwassermodell verwendet.

Zur Einordnung des Werkzeugs der automatischen Optimierung wird im Folgenden eine Übersicht über den Stand der Forschung auf dem Gebiet der automatischen Optimierung in der Wasserwirtschaft gegeben.

2.5 Stand der Technik

Die Optimierung mit Hilfe mathematischer Algorithmen auf Grundlage von numerischen Modellen, die automatische Kalibrierung, hat am Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft der RWTH Aachen, an dem auch die vorliegende Arbeit entstanden ist, eine lange Tradition: OSTROWSKI (1982) ergänzt die manuelle Kalibrierung hydrologischer Parameter mit mathematischen Optimierungsverfahren. ACKERMANN (1999) setzt Gradientenverfahren zur Regelungsoptimierung von Staustufen ein. Ebenfalls Gradientenverfahren verwendet DEMNY (2004) zur automatischen Optimierung von umströmten Bauteilen einer Wasserkraftanlage. Bei diesen Arbeiten wird jeweils von einer konvexen, stetigen Zielfunktion ausgegangen, die einen Einsatz von Gradientenverfahren erlaubt. Im Unterschied dazu ist diese Annahme für die Problemstellung am Worringer Bruch nicht ohne weiteres erlaubt.

Es gibt wenige Beispiele dafür, dass auch mit einfachen Optimierungsverfahren für reale Problemstellungen akzeptable Lösungen gefunden werden: FISHER ATWOOD & GORELICK (1985) optimieren die Position eines Abfangbrunnens für einen sich ausbreitenden Verschmutzungsschleier mit Linear Programming. Das verwendete einfache Transportmodell in Verbindung mit der betrachteten quasi-stationären Grundwasserströmung lässt die für die angewendete Optimierungsmethode notwendige Linearisierung der Problemstellung zu. Für ein realistischeres Modell mit instationären Randbedingungen ist die Linearisierung der Problemstellung mit umfangreichen Einschränkungen schwierig, wenn nicht sogar unmöglich (Kapitel 3.6).

Die Mehrzahl der Anwendungen der automatischen Optimierung auf Problemstellungen im Grundwasser findet sich auf dem Gebiet der Grundwassersanierung. Hier gibt es besonders viele Problemstellungen, für die nicht konvexe Zielfunktionen zu erwarten sind. FINSTERLE (2000) optimiert den Transport und die Entnahme von NAPLs (nonaqueous-phase liquids). Dabei werden diverse Gradientenmethoden und der Optimierungsalgorithmus Simulated Annealing erprobt. Als Ergebnis kann der Autor keine der Methoden zur Optimierung empfehlen.

YOON & SHOEMAKER (1999) optimieren die Aktivierung einer mikrobiologischen Sanierung eines verschmutzten hypothetischen Aquifers durch die Zuführung sauerstoffreichen Wassers. Ein Vergleich von unterschiedlichen heuristischen Optimierungsverfahren und von Gradientenmethoden zeigt die Überlegenheit der heuristischen Verfahren.

WILLIS & SHOEMAKER (2000) vergleichen heuristische Verfahren (unterschiedliche Varianten von Genetischen Algorithmen und die Derandomized Evolutionary Strategy) anhand einer anderen Sanierungsproblematik, der Desorption und Entnahme eines Schad-

stoffes aus einem ideellen, synthetischen Grundwasserleiter. Die Derandomized Evolutionary Strategy liefert hier die besten Ergebnisse.

Für die Optimierung der Bewirtschaftung eines kleinen, idealisierten Grundwasserleiters mit genetischen Algorithmen entwickeln HSIAO & CHANG (2002) ein Bewertungssystem für Brunnenkosten. Auch wenn sich die Aufgabenstellung hier stark von der Problematik am Worringer Bruch unterscheidet – das verwendete Grundwassermodell besitzt stationäre Randbedingungen – lässt sich doch an die vorgestellte Methode zur Kostenbewertung anknüpfen.

Durch starke Vereinfachung oder Einschränkung der Problematik auf einzelne Aspekte lassen sich gute „Teilergebnisse“ innerhalb der gegebenen Schranken finden. Für eine Grundwasserhaltung optimieren GRAUER ET AL. (2001) die Interaktion zwischen dem Wasserstand an einer Grundwassermessstelle und der Entnahme an einem Brunnen für eine gering instationäre Problematik. Der verwendete Scalable-Algorithmus ist besonders auf die parallele Berechnung mit mehreren Rechnern ausgelegt und weist gute Optimierungsergebnisse auf. Auf komplexere Problemstellungen – zum Beispiel mehrere Brunnen – angewendet, lässt die Verknüpfung zwischen der Entnahme an einem Brunnen und dem Wasserstand an genau einer Grundwassermessstelle keine gute Regelung erwarten, da Einflüsse von außen, zum Beispiel von anderen Brunnen, nicht berücksichtigt werden können.

Der Blick auf die veröffentlichten Arbeiten zeigt, dass die automatische Optimierung mit globalen Optimierungsalgorithmen bisher auf sehr übersichtliche, größtenteils synthetische Grundwassermodelle angewendet wurde. Der Schwerpunkt liegt meist im Stofftransport bzw. -abbau. Der Eingriff in ein Grundwassersystem mit extrem instationären Fließvorgängen wurde bisher nicht einer automatischen Optimierung bemessen.

Aufgrund der Vielzahl der zur Zeit in der Praxis eingesetzten numerischen Grundwassermodelle für hochwasserbeeinflusste Aquifere, zum Beispiel am Oberrhein (GDSOH, 1997), am Niederrhein (ZIPFEL ET AL., 1997; KÖNGETER & LAGENDIJK, 2000; KÖNGETER ET AL., 2000, 2002), an der Elbe (SOMMER, 2004) und an der Donau (KRAUS & PHARION, 2004), bietet sich die Verbindung von Grundwassermodellen mit einem mathematischen Optimierungsalgorithmus an. Dazu soll in dieser Arbeit ein geeignetes Werkzeug zur automatischen Optimierung entwickelt werden. Außerdem werden Empfehlungen für die Anwendung der automatischen Optimierung gegeben. Das Werkzeug soll in der Handhabung einfach und zuverlässig sein und mit einem angemessenen Zeitaufwand gute Ergebnisse ermöglichen. Da das Auftreten von Subminima allgemein nicht ausgeschlossen werden kann, werden in dieser Arbeit globale Optimierungsalgorithmen eingesetzt.

2.6 Vorgehensweise

Nachdem die Problemstellung am Beispiel des Rückhalteraums bei Worringen vorgestellt sowie Möglichkeiten und Techniken für Planungshilfen bei der Konstruktion einer ausgleichenden Maßnahme aufgezeigt wurden, wird zur Erschließung der automatischen Optimierung folgende Vorgehensweise gewählt:

Zwecks Verknüpfung eines numerischen Grundwassermodells mit einem Optimierungsverfahren wird in Kapitel 3 zunächst ein Optimierungssystem aufgestellt. Seine Komponenten und die dazugehörigen Verknüpfungspunkte werden detailliert formuliert und auf Fehler und Gültigkeit hin überprüft. Aufgrund der vielgestaltigen Vorgaben für Zielsetzungen und Nebenbedingungen muss hierbei ein ausgewogenes Zusammenspiel der Komponenten sichergestellt werden.

Auf Basis des vorgestellten Optimierungssystems werden in Kapitel 4 Optimierungsrechnungen für zwei unterschiedliche Aufgabentypen, die Dimensionierung und den Betrieb, durchgeführt: Anhand verschiedener Optimierungsrechnungen wird mit dem ersten Aufgabentyp zunächst die Optimierung der Entnahmemengen und der Brunnenstandorte untersucht. Das Optimierungsergebnis bildet eine gute Grundlage für die Dimensionierung der Grundwasserhaltungsanlage. Der zweite Aufgabentyp untersucht die automatische Optimierung des Brunnenbetriebs: Betriebsdauer und zeitlicher Verlauf der Grundwasserentnahme werden optimiert.

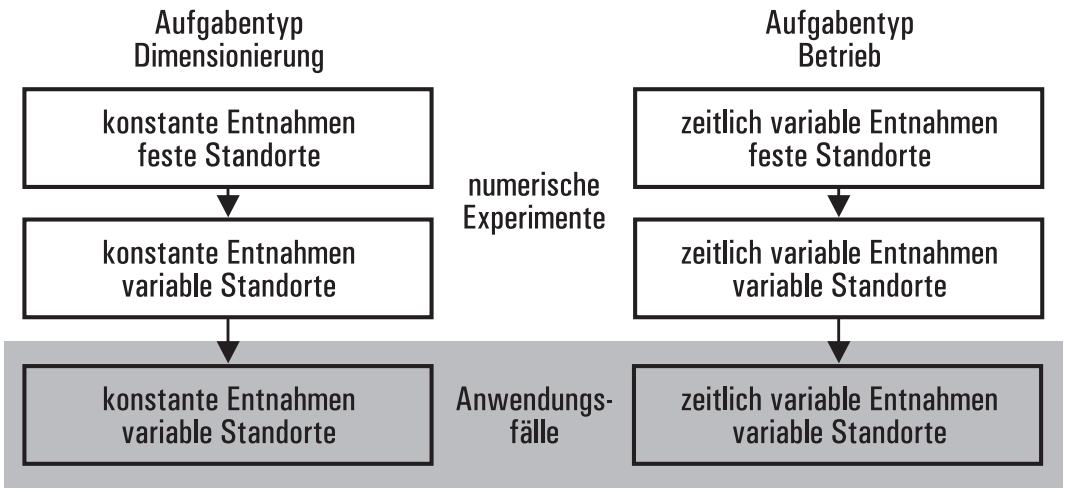


Abb. 2.7: Schematische Darstellung der Vorgehensweise

In einem ersten Schritt werden mit numerischen Experimenten zunächst die Möglichkeiten der automatischen Optimierung im Rahmen der Aufgabentypen untersucht. Die Untersuchungen werden vom Einfachen zum Komplexen entwickelt, dabei wird die Anzahl der Optimierungsparameter schrittweise gesteigert. Durch die Analyse der Zielfunktionen und der Optimierungsrechnungen wird der beste Modus für eine Optimierung ermittelt und anschließend in einem zweiten Schritt für Anwendungsfälle in die Praxis übertragen. Durch dieses Vorgehen ergibt sich mit den zwei Aufgabentypen eine Matrix, die in Abbildung 2.7 dargestellt ist.

3 Optimierungssystem

3.1 Einführung

Für die Auslegung der in Kapitel 2 beschriebenen Grundwasserhaltung werden in diesem Kapitel Grundlagen für ein Werkzeug gelegt, das mit Hilfe der automatischen Optimierung eine wirtschaftliche Bemessung der eingesetzten Brunnen ermöglicht. Dazu wird ein Optimierungssystem eingeführt, das die numerische Berechnung der Grundwasserstände mit einem Optimierungsalgorithmus verbindet.

Im Folgenden wird das in der vorliegenden Arbeit verwendete Optimierungssystem detailliert vorgestellt sowie das Zusammenspiel seiner Komponenten erläutert.

3.2 Aufstellung des Optimierungssystems

Durch das Optimierungssystem werden der Optimierungsalgorithmus und das numerische Grundwassermodell miteinander verknüpft (Abbildung 3.1). Der Optimierungsalgorithmus greift bei jedem Iterationsschritt auf die Zielfunktion zu, in deren Kern das Grundwassermodell aus Modelleingangsdaten ein Modellergebnis berechnet.

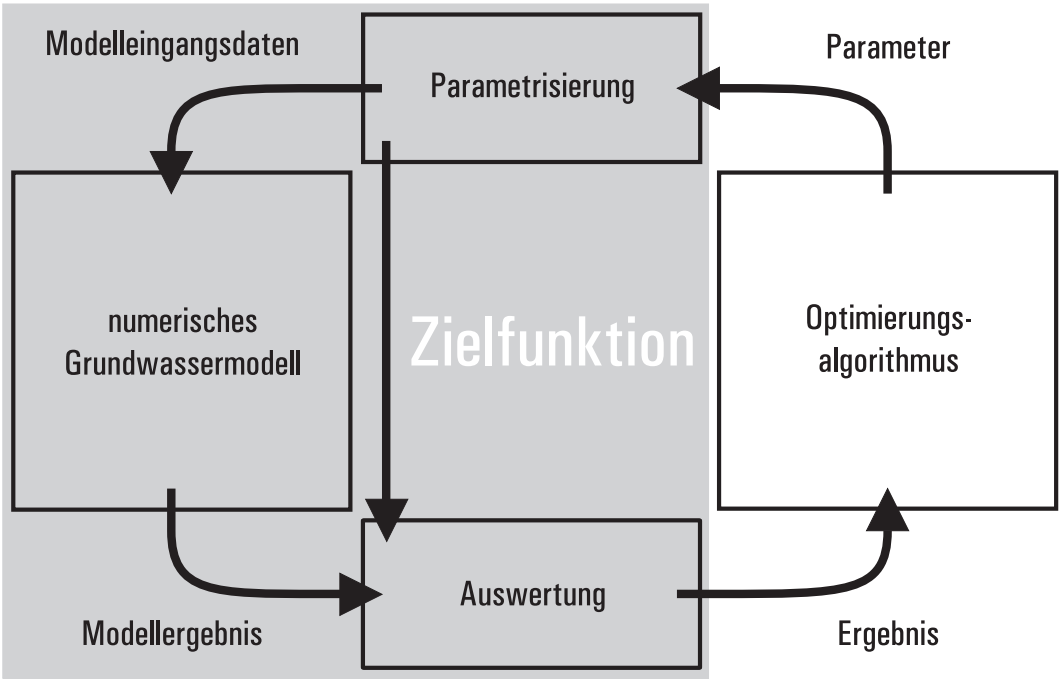


Abb. 3.1: Optimierungssystem

Das Optimierungssystem vereint dabei die Eigenschaften seiner zwei Hauptkomponenten. Die erste Komponente, der mathematische Optimierungsalgorithmus, ist so ausgelegt, dass er durch eine iterative Suche automatisch – das heißt ohne manuellen Eingriff von außen – das Optimum auf einer Zielfunktion findet. Das numerische Modell ermöglicht als zweite Komponente eine schnelle Berechnung der Zielfunktion bei jedem Iterationsschritt. Mit steigender Anzahl von Iterationsschritten, die jeweils durch den Durchlauf eines vollen Systemkreises abgearbeitet werden, findet der Optimierungsalgorithmus immer bessere Lösungen, bis schließlich kein weiterer wesentlicher Optimierungsfortschritt mehr zu verzeichnen ist; der Optimierungslauf kann dann abgebrochen werden. Durch das Abbrechen des Optimierungslaufs wird das mathematisch exakte Optimum nicht genau erreicht. Wenn die Abweichung zwischen dem Optimierungsergebnis und dem exakten Ergebnis jedoch erheblich kleiner ist als die praktikable Genauigkeit (zum Beispiel die Einstellung der Entnahme an einer Pumpe) wird hier vereinbart, dass das gefundene Optimierungsergebnis als Optimum hinreichend ist.

Die Modelleingangsdaten (χ) werden auf der Grundlage von Parametern (p_i) bestimmt, die auf ein vorgegebenes Gültigkeitsintervall $[b_{\mathrm{u},i},\ b_{\mathrm{o},i}]$ beschränkt sind. Diese Schnittstelle für die Übergabe von Daten vom Optimierungsalgorithmus zum numerischen Modell wird in der vorliegenden Arbeit **Parametrisierung** genannt. Die **Auswertung** von Modellergebnis und Eingangsdaten liefert das Ergebnis der Zielfunktion, das sich aus der Ergebnisbewertung (Θ) der Modellergebnisse $\underline{h}(t)$ und den gemäß der Lagrange'schen Multiplikatorenmethode (BRONSTEIN & SEMENDJAJEW, 1997) integrierten Nebenbedingungen (Φ_j) zusammensetzt. Abweichend gegenüber der Bauwerksoptimierung bei DEMNY (2004) ist die Zielfunktion in der vorliegenden Arbeit aus diesem Grund nicht ausschließlich vom Ergebnis ($\underline{h}(t)$) des numerischen Modells (Π) abhängig; das Ergebnis der Parametrisierung wird zusätzlich ausgewertet (Abbildung 3.1). Das Funktionsergebnis ist im Allgemeinen durch das zu findende Minimum nach unten beschränkt.

Die an GILL ET AL. (1981) angelehnte mathematische Formulierung der zu optimierenden Zielfunktion (f) hat folgende Form:

$$
\begin{aligned}
& \mathit{min}\ \big(f(p_i)\big) \\
\mathit{mit}\quad & f(p_i) = \Theta\big(\underline{h}(t),\chi(p_i)\big) + \sum_j \Phi_j\big(\underline{h}(t),\chi(p_i)\big), \\
& \underline{h}(t) = \Pi(\chi(p_i)), \\
& b_{\mathrm{u},i} \le p_i \le b_{\mathrm{o},i}.
\end{aligned}
\tag{3.1}
$$

Die in dieser Arbeit untersuchte Grundwasserströmung im Worringer Bruch wird mit dem am Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft auf FORTRAN-Basis entwickelten Simulationsprogramm FESSIM berechnet; für die Programmierung der Optimierungsalgorithmen, der Parametrisierung und der Auswertung wurde die MATLAB-Skriptsprache[1] verwendet. Der Austausch von Daten zwischen diesen beiden Ebenen erfolgt auf der Basis von ASCII-Dateien.

3.3 Grundwassermodell

Für die Berechnung der Grundwasserdruckhöhen, die sich mit dem Betrieb der Grundwasserhaltung im Bereich um den Retentionsraum einstellen, wird ein instationäres, horizontal zweidimensionales numerisches Grundwassermodell verwendet. Dieses Modell wurde im Rahmen der „Vorstudie Rückhalteraum Köln Worringen“ am Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft erstellt (KÖNGETER ET AL., 1997).

Das Grundwassermodell wird mit dem Simulationsprogramm FESSIM (multi-level-**F**inite-**E**lement-transmi**SSI**vity-**M**odel) berechnet, das seit mehr als zwei Jahrzehnten am Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft verwendet und weiterentwickelt wird (PELKA, 1980). Dieses Programm löst die zweidimensional-horizontale Grundwasserströmungsgleichung

$$S_S \frac{\partial h}{\partial t} - \frac{\partial}{\partial x_i} T_{ij} \frac{\partial h}{\partial x_j} = Q_{2D} \qquad \text{mit } i, j = 1, 2 \tag{3.2}$$

im Raum durch die Anwendung der Methode der Finiten Elemente (PINDER & GRAY, 1977) und zeitlich durch die Integration mit Hilfe eines vollständig impliziten Finite-Differenzen-Verfahrens (PELKA, 1988). Mit der Berücksichtigung einer Mindestfließmächtigkeit im Grundwasserleiter wird die numerische Lösung äußerst stabil (Anhang A), da die Grundwasserströmungsgleichung auf diese Weise auch bei geringen Fließmächtigkeiten leicht zu lösen ist (PELKA, 1980). Simulationsabbrüche aufgrund von Schwierigkeiten bei der numerischen Lösung sind daher mit FESSIM bei einem kalibrierten Grundwassermodell äußerst selten.

Für die Untersuchungen in der vorliegenden Arbeit wird die Ganglinie des Hochwassers vom Frühjahr 1988 am Kölner Pegel auf ein 200-jähriges Hochwasserereignis skaliert (Abbildung 2.2), über den Verlauf des Rheins bei Worringen interpoliert und als instationäre Cauchy-Randbedingung im Modell angesetzt.

[1] MATLAB, Version 6.5 (Release 13), MATHWORKS (2004)

Die Konfiguration der Grundwasserhaltung wird dem numerischen Grundwassermodell durch Hinzufügen entsprechender Neumann-Randbedingungen in die Modelleingangsdaten übergeben. Der Ansatz von Dirichlet-Randbedingungen empfiehlt sich hier nicht, da diese auch infiltrierend wirken können; ein solcher Betriebszustand ist für die Grundwasserhaltungsbrunnen jedoch nicht vorgesehen. Zudem würden Dirichlet-Randbedingungen instationäre Ganglinien für die Entnahmen an den Brunnen liefern, die nur mit sehr großem regeltechnischen Aufwand in der Praxis nachgefahren werden können. Mit Cauchy-Randbedingungen könnte die Infiltration der Grundwasserhaltung zwar vermieden werden, eine instationäre Ganglinie für die Entnahmen wäre aber auch hier das Ergebnis.

Durch einen Simulationslauf wird das Modellergebnis errechnet. Die Belastbarkeit dieses Ergebnisses hängt im Allgemeinen von der Kalibrierungsgenauigkeit ab. Die absolute Abweichung des Modellergebnisses von gemessenen Werten (σ_M) beträgt nach einer umfangreichen Kalibrierung nur noch maximal 20 cm (KÖNGETER ET AL., 1997; FORKEL ET AL., 1998). Bei der Verwendung von aus den Modellergebnissen gefolgerten Aussagen muss diese Ungenauigkeit berücksichtigt werden.

Der Aufbau des Grundwassermodells und dessen Berechnung mit dem Simulationsprogramm FESSIM werden in Anhang A ausführlich vorgestellt.

3.4 Parametrisierung

3.4.1 Allgemeines

Die Parametrisierung „übersetzt“ die vom Optimierungsalgorithmus übergebenen Parameter und integriert die durch die Parameter beschriebene Konfiguration der Grundwasserhaltung in die Eingangsdatensätze für das numerische Grundwassermodell. Zur Lösung der in dieser Arbeit vorliegenden Problemstellung können

- die Anzahl der Grundwasserhaltungsbrunnen,
- minimale, konstante Grundwasserentnahmen,
- die Standorte der Brunnen und
- zeitlich variable Grundwasserentnahmen

durch Parameter vorgegeben werden. Der Optimierungsalgorithmus kann dabei grundsätzlich nicht „wissen“, welcher Parameter in welcher Weise die Konfiguration der Grundwasserhaltung beeinflusst. Um den Optimierungsaufwand und damit die benötigte Rechenzeit gering zu halten, wird die Verwendung von möglichst wenigen Parametern angestrebt. Zum Beispiel kann die in dieser Arbeit vorgenommene Festlegung der Anzahl

der Brunnen zusätzlichen Aufwand für den Optimierungsalgorithmus vermeiden, da diese Größe nun nicht mehr variiert werden muss und die Anzahl der möglichen Lösungen entsprechend abnimmt.

Die in der vorliegenden Arbeit angewandten Parametrisierungsvarianten werden im Folgenden ausgewählt und detailliert vorgestellt. Wie schon in Kapitel 2 erläutert, werden die Varianten der Parametrisierung mit einer steigenden Anzahl von Parametern zunehmend komplex: Für den Aufgabentyp Dimensionierung (Abbildung 2.7) folgt der einfachen Parametrisierung von konstanten Entnahmemengen die Parametrisierung des Standorts. Die Parametrisierung zeitlich variabler Entnahmemengen wird für den Aufgabentyp Betrieb verwendet.

3.4.2 Parametrisierung konstanter Grundwasserentnahmen

Die Parametrisierung von konstanten Entnahmemengen an den Grundwasserhaltungsbrunnen wird in der vorliegenden Arbeit durch einfaches Gleichsetzen von Parameterwert und Entnahmemenge q in m^3/s durchgeführt. Den Entnahmebrunnen werden festgelegte Ein- und Ausschaltzeitpunkte zugewiesen, daher wird pro Brunnen nur ein Parameter für die Entnahmemenge benötigt.

Die Entnahmen an den Brunnen für die Grundwasserhaltung werden in das Grundwassermodell als Neumann-Randbedingungen (Kapitel 3.3) eingefügt. Diese Größen entsprechen den in der Praxis einzustellenden Entnahmen an den Brunnen in m^3/s.

3.4.3 Parametrisierung des Standorts

Um die Standorte der Brunnen zu optimieren, muss die Variabilität des Standorts eines jeden Brunnens in Form von Parametern ausgedrückt werden. Die Parametrisierung kann auf vielfältige Weise durchgeführt werden. Um den Optimierungsalgorithmus nicht unnötig zu erschweren, sollten, wie bereits oben erwähnt, die Anzahl der Parameter und ihr Gültigkeitsintervall möglichst klein gehalten werden.

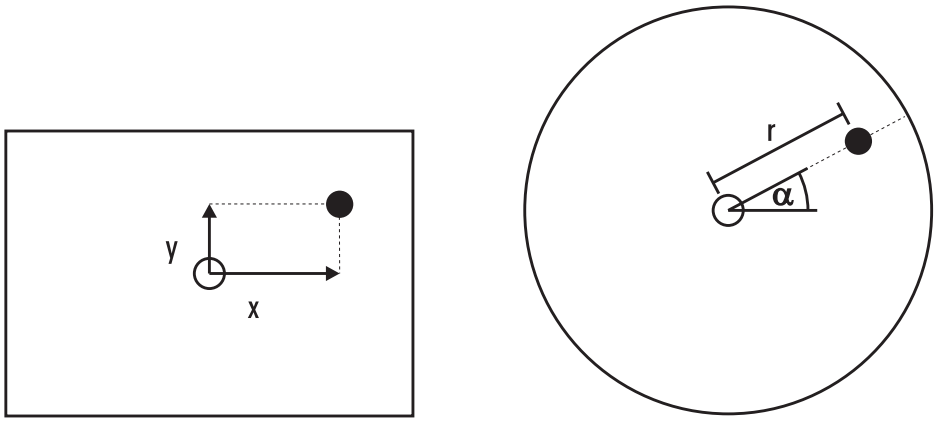
In diesem Abschnitt sollen drei Positionierungsverfahren vorgestellt werden:

- Parametrisierung in einem Quader mit kartesischen Koordinaten
- Parametrisierung in einem Kreis mit Polarkoordinaten
- Parametrisierung auf einer Linie

Die geometrische Positionierung von Randbedingungen in numerischen Modellen wird in der Regel über kartesische Koordinaten vorgenommen (FISHER ATWOOD & GORELICK, 1985; HUANG & MAYER, 1997). Dazu werden die zwei Parameter x und y pro Stand-

ort benötigt, die den Abstandsvektor von der Ursprungsposition bilden. Die Parameter sind in der Regel auf das Gültigkeitsgebiet (Abbildung 3.2a) beschränkt, ein rechteckiges Gebiet, in dem eine Positionierung zugelassen ist.

Eine Überschneidung der Gebiete, auf denen zwei Brunnen positioniert werden können, ist zulässig und kann gegebenenfalls auch gewollt sein. Zu beachten ist jedoch, dass in diesem Fall ein eindeutiger Rückschluss vom Standort auf die Parameterbelegung nicht mehr möglich ist. Jede Position im gemeinsamen Positionierungsbereich kann auch vom jeweils anderen Brunnen angenommen werden. Die Parametrisierung und somit auch die Zielfunktion besitzen dann keine eindeutige Umkehrfunktion. Ein Vergleich der Parameterbelegungen hat in diesem Fall keine Aussagekraft.



a) kartesische Koordinaten b) Polarkoordinaten

Abb. 3.2: Parametrisierung des Standorts in einer Fläche

In der Fläche lässt sich ein Brunnenstandort neben kartesischen Koordinaten auch mit Polarkoordinaten beschreiben (vgl. Abbildung 3.2). Im Gegensatz zum kartesischen Koordinatensystem besitzt die Parametrisierung über die Polarkoordinaten r und α mit dem Winkel α eine modulare Größe. Hier sind die Positionen bei fixem Radius r für eine maximales $\alpha = 360^\circ$ identisch mit denen für ein minimales $\alpha = 0^\circ$. Sollte sich ein Minimum in der Nähe der Begrenzung für α befinden, ergeben sich kleine Zielfunktionswerte zu beiden Seiten der Grenze: Da die Zielfunktion für den Optimierungsalgorithmus eine Black-Box darstellt, werden dem Algorithmus zwei Minima an beiden Grenzen vorgespiegelt. Die Suche nach dem Minimum kann hier nicht mehr zielgerichtet erfolgen. Es ist zumindest eine Verlangsamung des Optimierungsfortschritts zu erwarten, denn um vom Nebenminimum der einen Seite zum absoluten Minimum der anderen Seite zu ge-

langen, müsste der Parameter α innerhalb seines Gültigkeitsintervalls eine sehr große Änderung erfahren.

Testrechnungen mit der Parametrisierung über Polarkoordinaten haben den hier beschriebenen Sachverhalt bestätigt. Da in der Vorbereitung eines Optimierungslaufs möglichst alle störenden Einflüsse ausgeschlossen werden sollen, wird auf eine weitere Untersuchung der Optimierungseigenschaften einer Parametrisierung mit Polarkoordinaten verzichtet.

In den nachfolgend vorgestellten Optimierungsläufen mit variablen Brunnenstandorten erfolgt die Positionierung der Brunnen über kartesische Koordinaten. Im Grundwassermodell wird der der gewählten Position am nächsten liegende Modellknoten mit einer Neumann-Randbedingung für die Grundwasserentnahme belegt. Für unterschiedliche Positionen in der Nähe des Knotens ergeben sich auf diese Weise identische Randbedingungen und daraus folgend übereinstimmende Modellergebnisse und Auswertungen für diese Varianten. Die sich daraus ergebende Zielfunktion ist aus diesem Grund nicht stetig, da sie konstant für kleine Veränderungen der Parameter ist.

Da es in der Praxis zu einer Überschneidung der gültigen Standorte für zwei verschiedene Brunnen kommen kann, sind einige Brunnenkonfigurationen mit unterschiedlichen Parameterbelegungen möglich. In der Zielfunktion können auf diese Weise also Subminima entstehen.

Abbildung 3.3 skizziert eine Parametrisierung des Standorts auf einer vorgegebenen Linie mit einem Parameter x im Gültigkeitsintervall [0,1]. Durch die Parametrisierung des Standorts auf einer Linie kann im Vergleich zu kartesischen Koordinaten ein Parameter eingespart werden. Die Positionierung verliert dadurch jedoch einen Freiheitsgrad: Sie ist an den Verlauf der Linie gebunden. Dies birgt die Gefahr, ein möglicherweise abseits

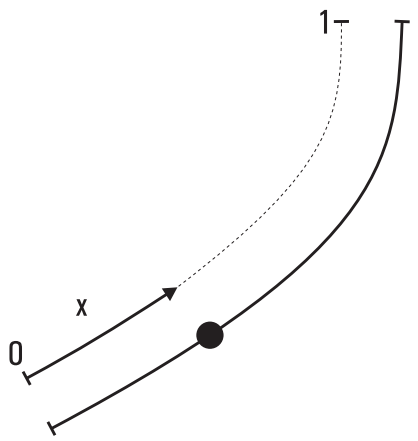


Abb. 3.3: Parametrisierung des Standorts auf einer Linie

dieser Linie liegendes Minimum nicht zu finden. Durch eine Parametrisierung der Linie würde dieser Nachteil behoben; die hierdurch gesteigerte Anzahl von Parametern lässt diesen Ansatz jedoch gegenüber der Parametrisierung mit kartesischen Koordinaten zurückstehen. Die Positionierungsmethode auf einer Linie wird in der vorliegenden Arbeit aus diesen Gründen lediglich zu Testzwecken verwendet.

Da der Bau von Brunnen in besiedelten Gebieten aus gesellschaftlichen Gründen unerwünscht sein kann, sollen Brunnenstandorte in besiedeltem Gebiet vermieden werden. Diese Zielvorgabe wird als Nebenbedingung in die Zielfunktion integriert (Kapitel 3.5).

3.4.4 Ansätze zur Parametrisierung des zeitlichen Verlaufs der Fördermengen

Zur Parametrisierung zeitveränderlicher Entscheidungsgrößen für die Regelung von Brunnen wurden zahlreiche Ansätze entwickelt und publiziert: HUANG & MAYER (1997) schlagen für die von ihnen betrachtete, gering instationäre Problematik die Einteilung des Simulationszeitraums in wenige Phasen mit konstanten Entnahmemengen vor. Für eine hoch instationäre Problemstellung müssten zahlreiche Entnahmephasen (t_r) eingerichtet werden (Abbildung 3.4). Dazu würde eine große Anzahl von zu optimierenden Parametern benötigt und die für die Optimierung benötigte Anzahl von Iterationsschritten ungeeignet groß werden.

Weitere Ansätze zur Parametrisierung des zeitlichen Verlaufs beschreiben ROHDE & SHOEMAKER (2000): Die von HUANG & MAYER (1997) gewählte Parametrisierung wird einer stückweise linearen Entnahmefunktion und einer Parametrisierung auf der Grundlage von Fourierreihen gegenübergestellt. Durch den Ansatz von Fourierreihen werden hochgradig variable Entnahmeganglinien erzeugt. Für jede Ganglinie sind dabei mindestens sieben Fourierparameter erforderlich. Für die Steuerung von sechs Brunnen werden also mindestens $7 \cdot 6 = 42$ Parameter benötigt. Diese Zahl wird für die vorliegende Problemstellung als zu hoch eingeschätzt.

Das Ergebnis der Untersuchungen von ROHDE & SHOEMAKER (2000) ist, dass eine einfache lineare Parametrisierung mit zwei Parametern je Brunnen den größten Optimierungserfolg für die von ihnen untersuchte Problematik verspricht. Die mit zwei Parametern beschriebene Entnahmekurve entpricht einer geneigten Geraden (Abbildung 3.5a). Bei Verwendung der stückweise linearen Entnahmefunktion müssen die linear steigenden bzw. fallenden Entnahmemengen auf sinnvolle Regelzeiträume (t_r) interpoliert werden, um den Aufwand für die Regelung der Brunnen zu begrenzen. Das Optimierungspotential einer solchen Funktion wird für die in dieser Arbeit betrachtete Problematik jedoch als klein eingeschätzt, da eine Beeinflussung von Anfang und Ende der Entnahme hier mit zwei Parametern nicht möglich ist. Es müssten mindestens sechs Parameter pro Brunnen

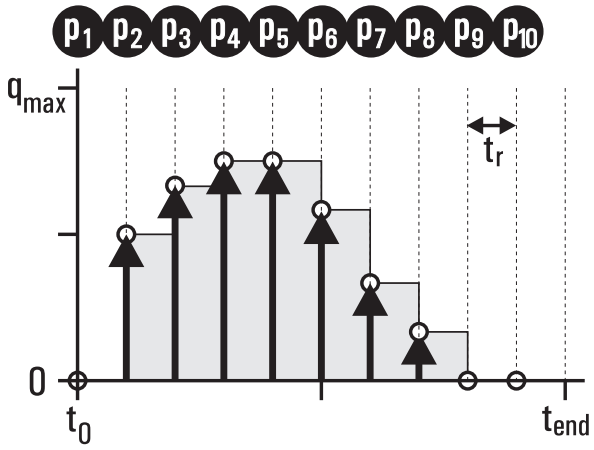
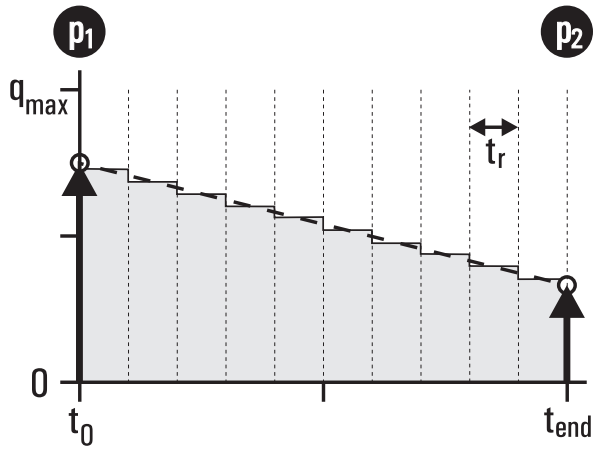
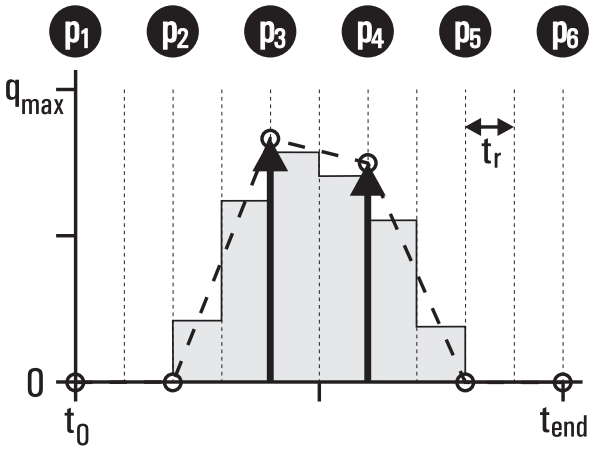


Abb. 3.4: Parametrisierung des Verlaufs für zahlreiche Phasen mit konstanter Entnahmemenge



a) zwei Parameter



b) sechs Parameter

Abb. 3.5: Parametrisierung des Verlaufs über eine stückweise lineare Entnahmefunktion

verwendet werden (Abbildung 3.5b). Da eine wesentliche Erhöhung der Anzahl von Parametern nicht zweckmäßig ist, wird diese Methode der Parametrisierung der Entnahme in der vorliegenden Arbeit nicht weiterverfolgt.

GRAUER ET AL. (2001) optimieren Entnahmen für eine Grundwasserhaltung, indem sie die Steuerung eines Brunnens am Grundwasserstand an einer Grundwassermessstelle orientieren. Bei einem hinreichend tiefen Grundwasserstand an der Messstelle findet keine Entnahme statt. Steigt der Wasserstand in der Grundwassermessstelle über einen Schwellenwert, steigen die Entnahmen proportional zum gemessenen Grundwasserstand. Durch Optimierungsläufe wird die Verknüpfung von Wasserstand in der Messstelle und Entnahmemenge kalibriert. Dies ist eine gute Methode für einfache, klar abzugrenzende Problemstellungen. Liegt keine klare Verknüpfung zwischen jeweils einer Grundwassermessstelle und einem Grundwasserhaltungsbrunnen vor oder müsste die Lage der zu verwendenden Grundwassermessstelle ebenfalls erst im Optimierungslauf ermittelt werden – wie bei der in dieser Arbeit betrachteten Problematik – so führt diese Methode nicht zum erwünschten Erfolg. Besonders für im Standort variable Brunnen würde die resultierende Zielfunktion mit sicherlich mehr als fünf Parametern pro Brunnen unangemessen komplex.

Im Rahmen dieser Arbeit wurden drei einfache Parametrisierungsmethoden neu entwickelt und untersucht, die eine zeitlich variable Entnahmemenge mit maximal drei Parametern pro Brunnen formulieren:

- Die τ1-Funktion mit zwei Parametern pro Brunnen
- Die τ2-Funktion mit drei Parametern pro Brunnen
- Die Bézierfunktion mit drei Parametern pro Brunnen

Bei der ersten Methode wird für jeden Brunnen ein Parameter q für die Entnahmemenge und ein Parameter τ für die zeitliche Einschränkung der Entnahme vergeben, der auf den Simulationszeitraum $(t_0 - t_{end})$ normiert ist. Abbildung 3.6 zeigt die Wirkung des Parameters τ auf den zeitlichen Verlauf der Entnahme: τ, mit dem Gültigkeitsintervall $[0,\ 0{,}5]$, beschneidet die Zeit der Entnahme am Anfang und Ende des Simulationszeitraums. Mit $\tau = 0$ dehnt sich der Entnahmezeitraum über den gesamten Simulationszeitraum aus, durch eine Erhöhung auf $\tau = 0{,}25$ findet im vorderen und im hinteren Viertel des Simulationszeitraums keine Entnahme statt und bei $\tau = 0{,}5$ wird die Entnahme über den gesamten Simultionszeitraum ausgesetzt.

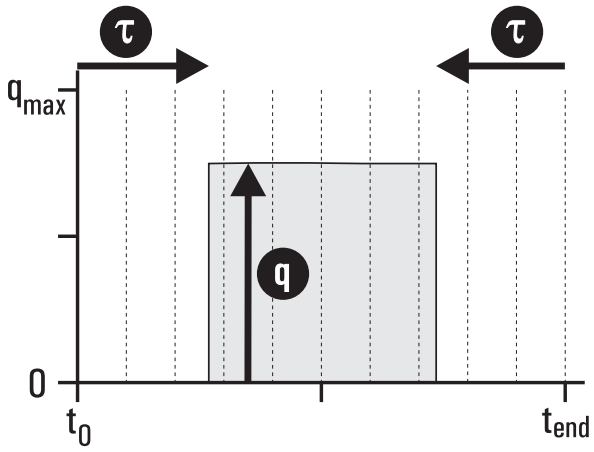


Abb. 3.6: Parametrisierung des zeitlichen Verlaufs mit der τ1-Funktion

Die Zeitabschnitte ohne Entnahme am Anfang und am Ende der Simulation sind bei dieser Parametrisierungsvariante immer gleich groß. Voraussichtlich führt dies in der Praxis zu nur wenig optimal angepassten Entnahmezeiträumen mit verbleibenden Einsparungspotentialen. Auf der anderen Seite ermöglicht diese Parametrisierung eine Verbesserung des Brunnenbetriebs mit nur einem zusätzlichen Parameter pro Brunnen.

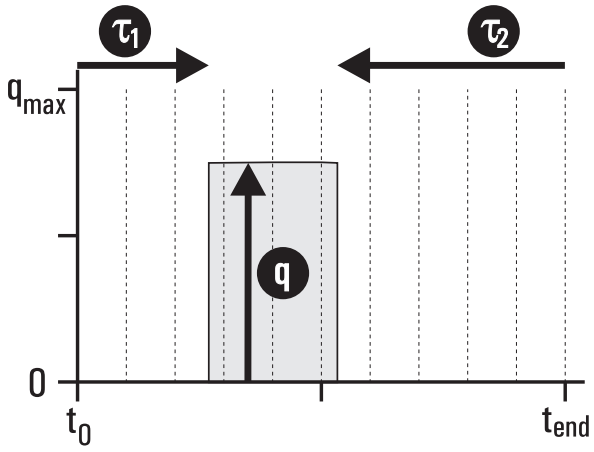


Abb. 3.7: Parametrisierung des zeitlichen Verlaufs mit der τ2-Funktion

Bei Verwendung der τ2-Funktion ist die Einschränkung des Entnahmezeitraums am Anfang und am Ende des Simulationszeitraums nicht mehr identisch, sondern wird durch zwei Parameter τ_1 und τ_2 mit dem Gültigkeitsintervall $[0, 1]$ angegeben (Abbildung 3.7). Die Parameter stehen für den Abstand vom Start- bzw. Endzeitpunkt der Simulation, in dem die Entnahme begonnen bzw. beendet wird. Ist der Endzeitpunkt für die Entnahme vor den Anfangszeitpunkt gesetzt, so findet an diesem Brunnen keine Entnahme statt.

Eine Beschränkung der Parameter auf ein kleineres Gültigkeitsintervall würde zahlreiche Zeitraumvariationen ausschließen, zum Beispiel eine kurze Entnahme direkt am Anfang oder direkt am Ende des Simulationszeitraums.

Die Verwendung von Formfunktionen wird schon seit längerem bei der Optimierung von Maschinenteilen oder Tragflächen angewendet (DE FALCO, 1997). Auch eine Ganglinie kann als komplexe Geometrie aufgefasst und mit Formfunktionen – sogenannten Splines – beschrieben werden.

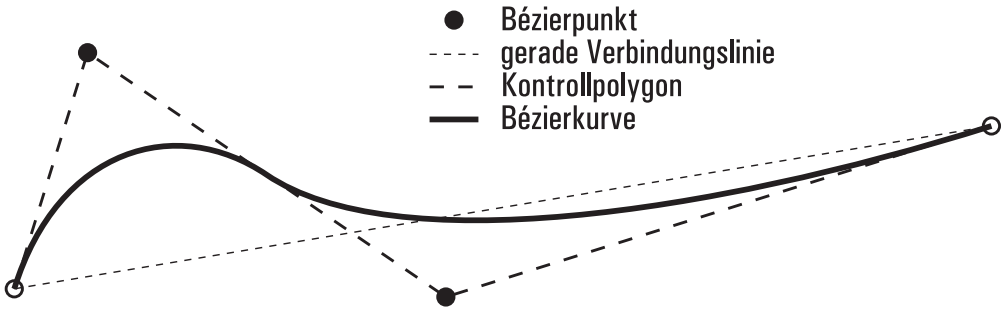


Abb. 3.8: Aufspannen einer Bézierkurve zwischen Bézierpunkten

Die im Rahmen dieser Arbeit entwickelte Parametrisierung des zeitlichen Verlaufs mit der Bézierfunktion fußt auf der von BÉZIER (1968) entwickelten Linienparametrisierung auf der Basis des Bernstein-Polynoms (BRONSTEIN & SEMENDJAJEW, 1997). Diese Bézierkurve wird durch Kontrollpunkte – die sogenannten Bézierpunkte – gekennzeichnet, die durch ein Polygon (das Kontrollpolygon) miteinander verbunden sind (Abbildung 3.8). Die Bézierkurve nähert sich an den Verlauf dieses Polygons an. Die Bézierkurve läuft dabei nur im Ausnahmefall durch einen Bézierpunkt, sie schneidet die gerade Verbindungslinie zwischen Anfangs- und Endpunkt genauso oft wie das Kontrollpolygon. Wird die Position eines Bézierpunktes verändert, so hat dies Auswirkungen auf den gesamten Verlauf der Kurve. Nähere Informationen zur Berechnung von Bézierkurven finden sich bei BÉZIER (1968) und BRONSTEIN & SEMENDJAJEW (1997).

Abbildung 3.9 zeigt eine Ganglinie für eine Entnahme, die mit Hilfe einer Bézierkurve parametrisiert wird. Die Koordinaten der drei verwendeten Bézierpunkte sind horizontal festgelegt und vertikal innerhalb des Gültigkeitsintervalls $[-1,\ 2]$ veränderbar. Durch große Werte lenkt der Bézierpunkt die Kurve nach oben aus, durch kleine Werte wird die Kurve in Richtung des negativen Bereichs des Diagramms verschoben. Das große Intervall ist notwendig, da für steil verlaufende Linien extrem voneinander entfernt liegende Bézierpunkte benötigt werden. Um eine praxisnahe Umsetzung dieser Ganglinie zu ge-

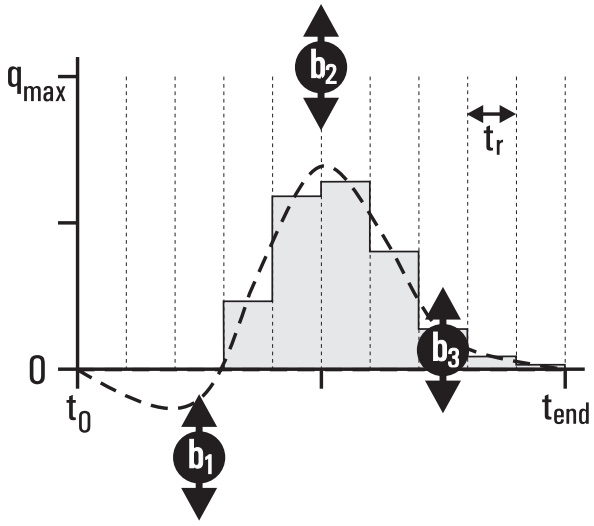


Abb. 3.9: Parametrisierung des zeitlichen Verlaufs mit der Bézierfunktion

währleisten, wird eine jeweils konstante Entnahme für zehn Regelzeiträume (t_r) auf der Grundlage der Bézierkurve ermittelt. Die Entnahmen werden bei der Interpolation nach unten auf 0 m^3/s und nach oben auf 0,5 m^3/s begrenzt.

Im Vergleich mit den Parametrisierungen per τ-Funktion ermöglichen Bézierkurven einen kontinuierlicheren Verlauf der Entnahmekurve; plötzliche Sprünge in der Entnahme können allerdings weniger gut dargestellt werden, da hierfür extreme Positionen der Bézierpunkte zugelassen werden müssten.

Während für beide τ-Parametrisierungen eine konvexe Zielfunktion vermutet werden kann, ist dies bei der Parametrisierung über Bézierkurven unsicher, da sich durch die Veränderung einer Bézierpunktkoordinate die gesamte Entnahmekurve verändert.

3.5 Auswertung

3.5.1 Allgemeines

Die Auswertung muss anhand von Größen vorgenommen werden, die belastbar und logisch miteinander verknüpft sind; zusätzlich müssen sie direkt kausal mit den durch Parametervariation gesetzten Modelleingangsgrößen in Verbindung stehen (wie zum Beispiel bei Grundwasserentnahme und Grundwasserstand). Ist dieser Zusammenhang nicht gegeben, so ist die Auswertung nicht belastbar und kann nicht verwendet werden (KLENNER, 2004).

Die Ergebnisdaten der Simulationsrechnung mit dem numerischen Grundwassermodell werden in der Auswertung zur Beurteilung der berechneten Grundwasserhaltungskonfi-

guration herangezogen. Die Auswertung in der vorliegenden Arbeit wird mit euroäquivalenten Kosteneinheiten (KE) vorgenommen. Die Auswertung auf der Basis von Kosten ist sehr verbreitet (CLARK ET AL., 2002; HSIAO & CHANG, 2002; ERICKSON ET AL., 2002). Die Höhe der Kosten ist dabei umgekehrt proportional zur Güte der Konfiguration.

Durch die Aufnahme von Nebenbedingungen in die Zielfunktion wird das Problem in eine Zielfunktion ohne Nebenbedingungen umgeformt (BRONSTEIN & SEMENDJAJEW, 1997; HSIAO & CHANG, 2002). Verletzt die Konfiguration einer Grundwasserhaltung eine Nebenbedingung, so wird dies mit „Strafkosten“ belegt und diese Konfiguration durch die damit erhöhten Kosten unattraktiv.

Die Gesamtkosten errechnen sich aus der Summe von reellen und virtuellen Teilkosten, die durch die Auswertung folgender Teilaspekte ermittelt werden:

- **Fixkosten**: Kosten für die Installation und Wartung der Brunnen und der Rohrleitungen (reelle Kosten).
- **Energiekosten**: Kosten für Energie, welche für die Förderung des Grundwassers aus den Brunnen der Wasserhaltung in den Vorfluter benötigt wird (reelle Kosten).
- **Ziel**: Kontrolle der Grundwasserhaltung. Vergabe von virtuellen „Strafkosten“ für nicht eingehaltene Absenkungsziele.
- **Ungültige Modellergebnisse**: Vergabe von virtuellen „Strafkosten“ für den Ansatz von Randbedingungen, die die Gültigkeitsgrenzen des numerischen Modells überschreiten und zu ungültigen Modellergebnissen führen.
- **Nebenbedingungen**: Vergabe von virtuellen „Strafkosten“ für nicht eingehaltene weitere Nebenbedingungen.

Nicht alle guten Lösungen sind im Vorhinein evident. Deshalb sollte der Suchraum allgemein groß gehalten werden, um dem Optimierungsalgorithmus eine möglichst umfangreiche Auswahl an Grundwasserhaltungskonfigurationen zuführen zu können. Ein geeigneter Optimierungsalgorithmus wird – eine die Problematik erfassende Parametrisierung vorausgesetzt – „schlechte“ Lösungsbereiche von selbst meiden. Hinzu kommt, dass Optimierungsalgorithmen nur auf dem Weg über zunächst „schlechte“ Konfigurationen zu einem „guten“ Ergebnis kommen können. Wichtig ist, dass am Ende der Optimierung beim Optimierungsergebnis nur echte, reelle Kosten, wie Fix- und Energiekosten, übrig bleiben.

Im Folgenden werden die Teilaspekte der Auswertung vorgestellt.

3.5.2 Fixkosten

Die Fixkosten K_{Fix} für die Installation der Brunnen und der Rohrleitungen sowie deren Wartung werden pro betriebenem Brunnen abgeschätzt (HSIAO & CHANG, 2002). Fixkosten können abhängig von der gewählten Art der Wasserfassung (Kapitel 2.4) stark variieren. Eine umfangreiche Abwägung unterschiedlicher Bauformen soll jedoch nicht Inhalt dieser Arbeit sein. Die wirtschaftliche Planung einer Wasserfassung ist zudem erst bei Kenntnis der geplanten Grundwasserentnahmen und des Standorts der Brunnen möglich. Da aber gerade diese Größen optimiert werden sollen, werden Fixkosten bei den in dieser Arbeit vorgestellten Optimierungsläufen nicht angesetzt. Weil bei der Aufstellung des Optimierungssystems zunächst alle Einflussgrößen berücksichtigt werden sollen, bleiben die Fixkosten formaler Bestandteil des Optimierungssystems.

3.5.3 Förderkosten

Die Kosten für die Förderung des Grundwassers aus den Brunnen durch Rohrleitungen in den Vorfluter werden aus den Kosten für die dazu benötigte elektrische Energie berechnet. Die Gesamtförderhöhe setzt sich aus der Förderhöhe Δh und dem Druckhöhenverlust hv durch Rohrreibung in den Rohrleitungen zusammen:

$$h_{\text{ges}} = \Delta h + h_{\text{v, Rohrreibung}} \tag{3.3}$$

Die Förderhöhe wird aus der Differenz aus Wasserstand im Vorfluter ($h_{\text{Vorfluter}}$) und dem Grundwasserstand im Brunnen ($h_{\text{Grundwasser}}$) berechnet.

$$\Delta h = h_{\text{Vorfluter}} - h_{\text{Grundwasser}} \tag{3.4}$$

Einschränkend muss beachtet werden, dass das numerische Grundwassermodell den Wasserstand im Nahbereich der Brunnen tendenziell zu hoch berechnet, weil sich der Grundwasserstand im Knoten aus den Strömungsvorgängen in den umgebenden Elementen herleitet. Ebenfalls zu beachten ist, dass der Wasserstand im Rhein im Grundwassermodell Worringen lediglich eine aus Pegeldaten interpolierte Größe darstellt (Kapitel 3.3). Im Vergleich der Grundwasserhaltungskonfigurationen untereinander hebt sich dieser Fehler jedoch praktisch auf und bildet keinerlei Beeinträchtigung für die Optimierung.

Der Druckhöhenverlust wird nach der Gleichung von Colebrook/White (BOLLRICH & PREISSLER, 1992) berechnet:

$$h_{\text{v, Rohrreibung}} = \frac{Q^2}{2 \cdot g \cdot (D^2/4 \cdot \pi)^2} \cdot \lambda(k, v, D) \cdot \frac{L}{D} \tag{3.5}$$

Die Länge der Rohrleitung vom Brunnen zum Vorfluter kann Gegenstand einer Optimierung sein, in der vorliegenden Arbeit wird diese Größe jedoch nicht betrachtet. Überschläglich wird für alle Rohrleitungen unabhängig vom Standort der Brunnen eine Länge

von L=1 000 m, ein Durchmesser von D=200 mm und eine Rauheit von k=1 mm (leicht angerostetes Stahlrohr) verwendet.

Die Berechnung der Förderkosten pro Brunnen wird folgendermaßen angesetzt (BOLLRICH & PREISSLER, 1992):

$$K_{\mathrm{Q}} = \frac{\rho \cdot g \cdot Q \cdot h_{\mathrm{ges}}}{\eta} \cdot K_{\mathrm{Energie}} \cdot t \tag{3.6}$$

Mit den Energiekosten für elektrischen Strom K_{Energie} von 0,10 KE/kWh (BAUKNECHT & BÜRGER, 2003) und einem Wirkungsgrad der Pumpe von $\eta = 0.8$ errechnen sich für eine variable Förderleistung Q und eine variable Gesamtförderhöhe h_{ges} folgende Energiekosten für die Wasserförderung pro Brunnen und Stunde:

$$K_{\mathrm{Q}} = Q \cdot h_{\mathrm{ges}} \cdot 1,226 \ \frac{3600 s/h \cdot \mathrm{KE}}{m^4} \qquad [\mathrm{KE/h}] \tag{3.7}$$

3.5.4 Zieleinhaltung der Grundwasserhaltung

Das Ziel der Grundwasserhaltungsmaßnahme wird ausführlich in Kapitel 2.3 erläutert. In mathematisch greifbarer Form lässt sich das Ziel folgendermaßen beschreiben: Einerseits soll drückendes Grundwasser in bisher nicht betroffenen Kellern vermieden werden (h < GOK−2,50 m), andererseits soll in Gebieten, die auch ohne Rückhalteraum schon hohe Grundwasserstände aufweisen (h_{ref} > GOK−2,50 m), eine Bestandswahrung erreicht werden (h $\leq$ $\mathrm{h_{ref}}$). Aus diesen Randbedingungen ergibt sich der maximal akzeptierbare Grundwasserstand:

$$h_{\max} = \max\left(GOK - 2,50\,m;\ h_{\mathrm{ref}} \right) \tag{3.8}$$

Strafkosten werden für einen Grundwasserstand über dem maximal akzeptierbaren Wasserstand vergeben. Die Höhe der Gesamtkosten wird aus der Summe der Fehlerquadrate für alle Prüfpunkte ermittelt:

$$K_{\mathrm{Ziel}} = \sum \left[\max\left(0;\ (h - h_{\max}) \cdot c_{\mathrm{Ziel}}\right) \right]^2 \tag{3.9}$$

Mit dem Faktor c_{Ziel} wird die Fehlergröße im Verhältnis zu der erwarteten Größe des Optimierungsergebnisses so skaliert, dass dieser Fehler von reellen Kostenarten nicht kompensiert werden kann, da die durch K_{Ziel} ausgedrückte Nebenbedingung von der Ergebniskonfiguration der Optimierung eingehalten werden soll.

3.5.5 Straffunktion für ungültige Modellergebnisse

Die hier betrachteten ungültigen Modellergebnisse entsprechen nicht den herkömmlichen Modellfehlern, die sich aus der Ungenauigkeit der Modelleingangsgrößen (z.B. der Modellgeologie oder der Verteilung der Bodendurchlässigkeiten) ergeben und aus Berechnungsungenauigkeiten bei der numerischen Lösung des Gleichungssystems entstehen. Die ungültigen Modellergebnisse treten in dem verwendeten Grundwassermodell dann auf, wenn durch den Optimierungsalgorithmus Randbedingungen gesetzt werden, die das numerische Modell überbeanspruchen und unphysikalische Modellergebnisse zur Folge haben. Diese Randbedingungen sind dann selbst unphysikalisch, d.h. sie können so in der Natur nicht vorkommen.

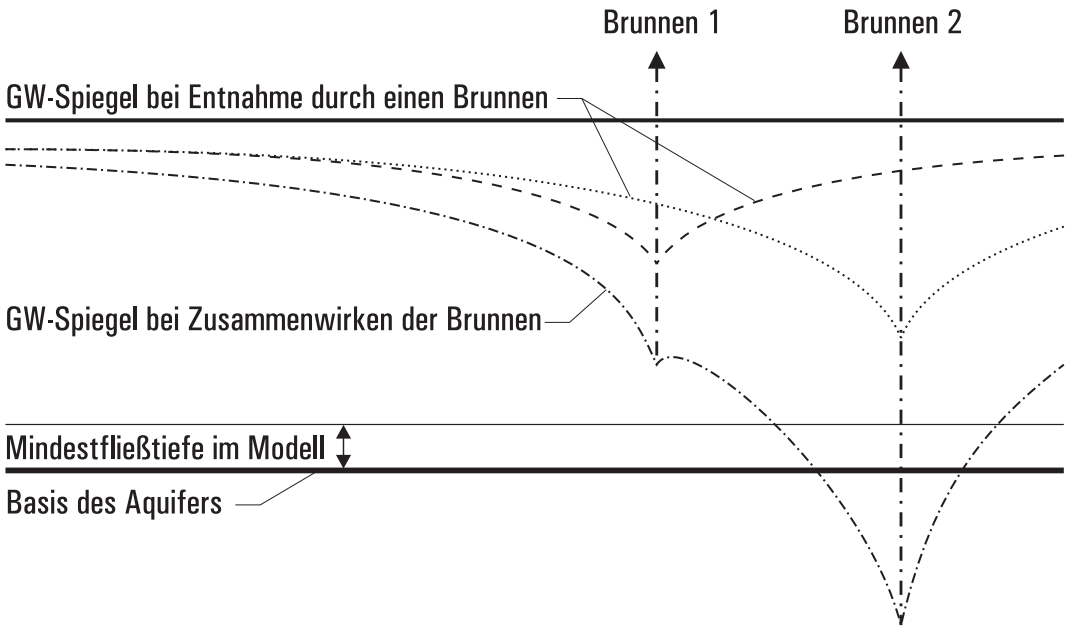


Abb. 3.10: Fehlerhaftes Modellergebnis durch zu große Entnahmemengen bei der Überlagerung von Absenktrichtern zweier Brunnen

Solche Randbedingungen ergeben sich bei den für diese Arbeit vorgenommenen Untersuchungen dann, wenn das räumliche Zusammenwirken von mehreren Brunnen das Wasserdargebot im Grundwasserleiter überbeansprucht. Die Entnahme an jedem dieser Brunnen befindet sich dabei innerhalb des für die Entnahmemenge vorgesehenen Gültigkeitsintervalls und erzeugt für sich genommen keine Probleme. Überlagert sich die Grundwasserabsenkung mehrerer Brunnen, so kann es im Überlappungsbereich zu einer zu großen Absenkung des Grundwasserstands bzw. zu einem Trockenfallen des Grundwasserleiters kommen (Abbildung 3.10).

Das Grundwassermodell rechnet in diesem Fall mit einer Mindestfließmächtigkeit h_{mf} von 70 cm (Kapitel 3.3). Der durch die Neumann-Randbedingung geforderte große Zustrom lässt sich dann durch einen unphysikalisch steilen Gradienten des Grundwasserstands erreichen. Daraus ergibt sich ein entsprechend unphysikalischer Grundwasserstand an der Entnahme, der kleiner ist als die Basis des Grundwasserleiters h_{Basis}.

Die Fehlerkosten K_{Modell} für negative Fließmächtigkeiten im Ergebnis des Grundwassermodells werden in dieser Arbeit durch die Summe der Fehlerquadrate ermittelt. Bei der Kostenermittlung wird ein Sicherheitsabstand h_S von einem Meter zur Mindestfließmächtigkeit h_{mf} berücksichtigt, um einen gewissen Abstand zu einer fehlerhaften Brunnenkonfiguration und damit zu unphysikalischen Berechnungsergebnissen zu erhalten. Dieser Abstand wird zusätzlich durch die Modellunsicherheit σ_M=20 cm (Kapitel 3.3) vergrößert:

$$K_{Modell} = \sum \max\left(0;\ (h_{Basis} + h_{mf} + h_S + \sigma_M - h) \cdot c_{Modell}\right)^2 \tag{3.10}$$

Mit dem Faktor c_{Modell} wird auch diese Fehlergröße im Verhältnis zu der erwarteten Größe des Optimierungsergebnisses so skaliert, dass dieser virtuelle Fehler nicht von reellen Kosten ausgeglichen werden kann.

3.5.6 Weitere Nebenbedingungen

Zusätzlich zu den oben vorgestellten Auswertungspunkten können beliebige Randbedingungen mit in die Auswertung einfließen. Zum Beispiel kann der Standort von Brunnen auf bestimmte Flächen beschränkt werden. So kann ein Standortkonflikt mit Bebauung, Straßen und anderen für den Brunnen nicht zur Verfügung stehenden Flächen vermieden werden.

Für jede Verletzung weiterer Nebenbedingungen werden in dieser Arbeit jeweils konstante Strafkosten vergeben:

$$K_{Nbed.} = \sum c_{Nbed.\ i} \tag{3.11}$$

Damit dieser virtuelle Fehler nicht reelle Kosten überlagert, wird der Faktor $c_{Nbed.}$ entsprechend der zu erwartenden Größe des Optimierungsergebnisses skaliert.

3.5.7 Zusammengesetzte Auswertungsfunktion

Mit den oben vorgestellten Auswertungspunkten ergeben sich folgende Gesamtkosten:

$$K_{ges} = K_{Fix} + K_Q + K_{Ziel} + K_{Modell} + K_{Nbed.} \tag{3.12}$$

Abbildung 3.11 zeigt eine schematische Darstellung der zusammengesetzten Auswertungsfunktion für einen veränderlichen Parameter: Die Entnahme an einem Brunnen mit festem Standort ohne weitere Nebenbedingungen.

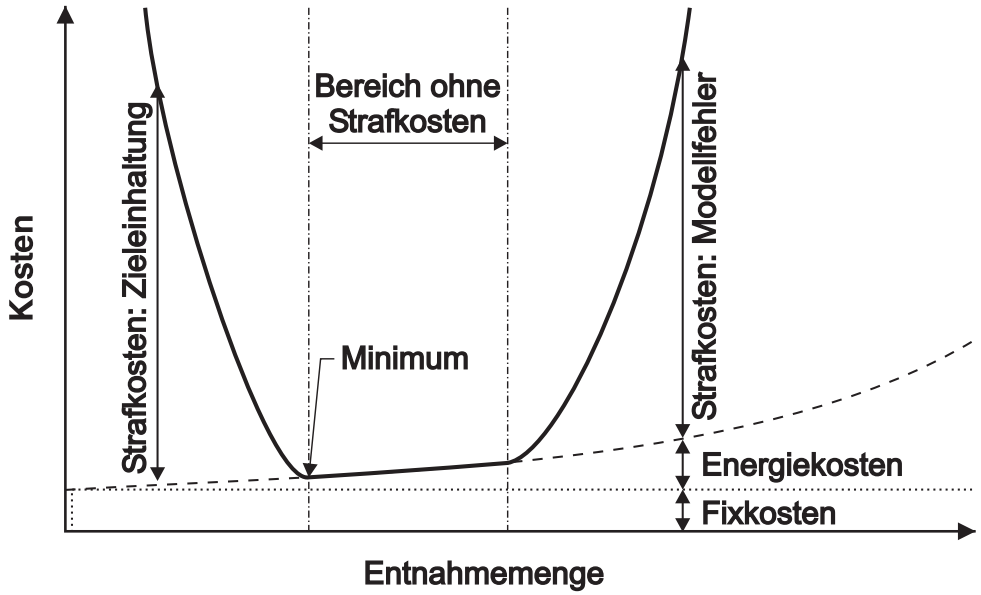


Abb. 3.11: Zusammengesetzte Auswertungsfunktion mit Fixkosten, Energiekosten und Strafkosten aus Zieleinhaltung und Modellfehlern

Für unterschiedliche Entnahmemengen ergeben sich jeweils anders zusammengesetzte Kosten: Bei kleinen Entnahmemengen wird die Zielsetzung der Grundwasserhaltung nicht erreicht, daher werden die entsprechenden Strafkosten hier sehr groß. Steigende Entnahmen verursachen hohe Energiekosten und ab einer gewissen Größe unphysikalische Modellergebnisse; diese werden durch dazugehörige Strafkosten sanktioniert. Im Mittelteil ergibt sich ein Bereich ohne Strafkosten. Hier gibt es durch die bei zunehmender Entnahmemenge steigenden Kosten eine flache Steigung in der Zielfunktion. Das Minimum liegt in diesem Bereich bei der Entnahmemenge, die gerade noch die Zieleinhaltung ermöglicht.

Abbildung 3.11 zeigt, dass das Optimum bei der hier vorgestellten Auswertungsfunktion an der Grenze des Bereichs ohne Strafkosten liegt. Die sorgfältige Formulierung dieser Grenzen ist folglich sehr wichtig. Durch die Grenzen, die durch weitere Nebenbedingungen (zum Beispiel das Verbot von Brunnenstandorten innerhalb bestimmter Gebiete) gesetzt werden, können außerdem Subminima entstehen (KUSUMA, 1999).

Schließt man einige Grundwasserhaltungskonfigurationen ohne detaillierte Überprüfung ihrer Eignung aus, so vergibt man die Chance, gerade in diesem Grenzbereich eine gute

Lösung zu finden. Da eine manuelle Überprüfung einzelner Konfigurationen nicht Sinn einer automatischen Optimierung (und auch extrem zeitaufwändig) ist, muss der automatischen Optimierung durch die Aufstellung entsprechender Auswertungsregeln eine möglichst große Variationsfreiheit gegeben werden.

Da für uneingeschränkt alle Modellergebnisse die richtigen Kosten ermittelt werden müssen, ergibt sich für die zusammengesetzte Auswertungsfunktion die Anforderung der Universalität, das heißt für jedes mögliche Modellergebnis muss eine adäquate Bewertung möglich sein. Je klarer, verständlicher und einfacher ein Auswertungsschema gehalten ist, desto geringer ist die Wahrscheinlichkeit, dass der Ersteller der Auswertungsfunktion einen Teilaspekt nicht oder fehlerhaft berücksichtigt und die Optimierung dadurch fehlgeleitet wird.

3.6 Optimierungsalgorithmus

3.6.1 Allgemeines

Mathematische Optimierungsalgorithmen sind iterative Suchmethoden, die die Parameterbelegung für das absolute Optimum auf einer Zielfunktion suchen. In dem vorgestellten Optimierungssystem (Abbildung 3.1) variiert der Optimierungsalgorithmus Eingangsparameter für die Parametrisierung und erhält durch die Auswertung ein Ergebnis. Im Allgemeinen wird zu Beginn eines Optimierungslaufs von einer geschätzten Startbelegung der Parameter ausgegangen, die mit jedem Iterationsschritt verbessert wird und schließlich das optimale Ergebnis erreicht. Die unterschiedlichen Optimierungsalgorithmen unterscheiden sich in der Methode für die Ermittlung der Parameterbelegung bei jedem Iterationsschritt.

Im Gegensatz zu lokalen Optimierungsalgorithmen, die eine konvexe Zielfunktion voraussetzen (GILL ET AL., 1981), haben globale Optimierungsalgorithmen die Fähigkeit, auch auf nicht konvexen Zielfunktionen mit Suboptima das absolute Optimum zu finden (Kapitel 2.5). Da im Voraus jedoch nicht bekannt ist, welche Gestalt die Zielfunktion annehmen wird, ist die Verwendung von Gradientenverfahren ohne vorherige Untersuchung allgemein nicht zulässig (GOLDBERG, 1989). In der Praxis wird bei der Verwendung solcher Verfahren selten eine abwägende Untersuchung der Zielfunktion auf mögliche Nebenminima durchgeführt. Oft wird das Risiko, lediglich ein Nebenminimum zu finden, bewusst in Kauf genommen und durch die Auswertung mehrerer Optimierungsläufe mit unterschiedlicher Startbelegung der Parameter verringert. Da eine nicht konvexe Zielfunktion für die in dieser Arbeit untersuchte Aufgabenstellung nicht ausgeschlossen werden kann, werden für die Optimierungsrechnungen im folgenden Kapitel 4 ausschließlich globale Optimierungsalgorithmen verwendet.

Ein praktikables Optimierungswerkzeug für die Wasserwirtschaft muss robust und effizient sein. Die im Folgenden kurz vorgestellten Optimierungsalgorithmen Derandomized Evolutionary Strategy und Response Surface Method entsprechen diesen Anforderungen (Kapitel 2.5). Aus diesem Grund wurden sie ausgewählt und für die in der vorliegenden Arbeit vorgestellten Optimierungsrechnungen verwendet. Eine detaillierte Erläuterung dieser Algorithmen sowie ein Überblick über weitere Algorithmen, die sich in Voruntersuchungen als weniger geeignet für eine Anwendung auf die untersuchte Problemstellung erwiesen haben, finden sich in Anhang B.

3.6.2 Derandomized Evolutionary Strategy

Der heuristische Algorithmus Derandomized Evolutionary Strategy (sinngemäß: Zufallsgeminderte Evolutionsstrategie, im Folgenden mit DES abgekürzt) stammt aus der großen Gruppe der Evolutionären Algorithmen, die ihren Ursprung in den von DARWIN (1859) formulierten Evolutionsmechanismen haben: der Entwicklung der Arten durch zufällige Mutationen, Rekombination und Auslese. Die Arbeiten von RECHENBERG (1973) und SCHWEFEL (1981) greifen diese Mechanismen auf und verwenden sie für die Formulierung mathematischer Optimierungsalgorithmen.

Die von OSTERMEIER ET AL. (1994) zuerst vorgestellte DES verzichtet, wie bei Evolutionsstrategien üblich, auf eine Rekombination von Eigenschaften. Aus einer Startbelegung der Parameter werden durch zufällige Veränderungen (Mutationen) neue Konfigurationen erzeugt. Nach der Auswertung von zehn neuen Konfigurationen gilt ein Generationsschritt als abgeschlossen. Nun wird die Konfiguration mit dem besten Ergebnis als Ausgangspunkt für den nächsten Generationsschritt ausgewählt. Dabei wird die Größe des Intervalls, in dessen Grenzen die Parameter bei der nachfolgenden Mutation variiert werden, abhängig von der Auswertung der vorangegangenen Generation verändert. Erweist sich zum Beispiel eine große Veränderung eines bestimmten Parameters als besonders zielführend, so wird das dazugehörige Intervall, in dem neue Lösungen gefunden werden können, bei der Erzeugung der Parameterbelegung der nächsten Generation vergrößert. Dazu werden Skalierungsfaktoren für jeden Parameter δ_i und ein globaler Skalierungsfaktor δ_G verwendet.

Da es sich bei der DES um ein heuristisches Verfahren handelt, ist der Weg zum Ziel durch Zufallszahlen beeinflusst und im Vorhinein nicht bekannt. Die Anzahl der notwendigen Iterationsschritte kann schwanken; das absolute Optimum wird jedoch – mit einer hinreichend großen Anzahl von Iterationsschritten – stets gefunden (OSTERMEIER ET AL., 1994; HANSEN ET AL., 1995).

3.6.3 Response Surface Method

Die Response Surface Methods sind globale Optimierungsverfahren, die eine Oberfläche (= surface) der Zielfunktion auf der Basis schon bekannter Funktionswerte interpolieren (= response surface).

JONES ET AL. (1998) schlagen Response Surface Methods als effiziente Methode zur Lösung berechnungsintensiver Black-Box-Probleme vor und geben einen Überblick über verschiedene Varianten. Diese unterscheiden sich hauptsächlich in der Methode, mit der die Zielfunktion zwischen den bekannten Funktionswerten interpoliert wird. Die auf der Radialfunktion basierende Response Surface Method (im folgenden abgekürzt mit RSM) wird in der vorliegenden Arbeit verwendet und stammt von GUTMANN (2001). BJÖRKMAN & HOLSTRÖM (2001) wenden diese Methode mit Erfolg auf nicht konvexe Zielfunktionen an.

Bei jeder Optimierungsrechnung werden zunächst die Zielfunktionsergebnisse von 50 möglichst unterschiedlichen Parameterbelegungen berechnet (die sogenannte Latin-Hypercube-Stichprobenermittlung), um die Grundlage für die interpolierte Zielfunktion zu erhalten, mit der die eigentliche Optimierung starten kann. Die interpolierte Funktionsfläche wird danach iterativ durch neue Zielfunktionsberechnungen immer weiter verbessert, bis am Ende der Optimierung mit Hilfe der angenäherten Funktionsfläche auf die Lage des globalen Optimums geschlossen werden kann. Die Parameterbelegung für das neu zu berechnende Zielfunktionsergebnis wird nach GUTMANN (2001) auf der Grundlage der geometrischen Größe „Unebenheit“ ermittelt.

3.7 Similar-Funktion

Bei der iterativen Suche nach dem Optimum werden zahlreiche Brunnenkonfigurationen berechnet und beurteilt. Der größte Anteil an der Rechenzeit wird dabei vom numerischen Grundwassermodell in Anspruch genommen. Da das Berechnen ähnlicher Konfigurationen während eines Optimierungslaufs grundsätzlich nicht ausgeschlossen werden kann, lohnt sich vor dem Start des Grundwassermodells die Überprüfung, ob eine „ähnliche“ Konfiguration schon früher berechnet wurde und deren Auswertung auch im aktuellen Iterationsschritt verwendet werden kann. Durch diese Zusammenlegung ähnlicher Konfigurationen wird die Zielfunktion in eine diskrete Form überführt.

Dabei muss der Begriff „ähnlich“ mit Bedacht verwendet werden. Ob zwei Konfigurationen als ähnlich betrachtet werden dürfen, hängt von mehreren Rahmenbedingungen ab: Zum einen muss der verwendete Optimierungsalgorithmus auf eine diskretisierte Zielfunktion anwendbar sein, zum anderen kann – abhängig vom verwendeten Algorithmus –

in den einzelnen Phasen eines Optimierungslaufs eine unterschiedliche Auswertung der Ähnlichkeit sinnvoll sein.

Vor einer weiteren Analyse dieser Problematik muss zunächst der Begriff der Ähnlichkeit definiert werden. Ein einfacher Ansatz ist die Definition der Ähnlichkeit δ als Differenz bzw. Abstand zweier Zahlen:

$$\delta = |a - b| \tag{3.13}$$

Da eine Konfiguration jedoch meist durch mehrere Parameter beschrieben wird, ergibt sich ein Ähnlichkeitsvektor. Aus diesem Vektor lässt sich mit unterschiedlichen Ansätzen eine skalare Ähnlichkeitszahl errechnen. Die gebräuchlichste Methode ist dabei die Summe der Fehlerquadrate (BRONSTEIN & SEMENDJAJEW, 1997; WITTE & SCHMIDT, 1991):

$$\delta = \sum_i (a_i - b_i)^2 \tag{3.14}$$

Diese Summe berücksichtigt jedoch nicht die unterschiedlich großen Gültigkeitsbereiche und Gewichtungen der Parameter. Zudem kann die Abweichung einer Zahl von einer sehr guten Übereinstimmung der anderen Zahlen überlagert werden. Aus diesen Gründen wird in der vorliegenden Arbeit die Beschränkung der Abweichung für jeden einzelnen Parameter mit dem Vektor der maximal zulässigen Abweichungen $\underline{\delta}_{\max}$ vorgegeben:

$$\underline{\delta}_{\max} = \begin{pmatrix} \delta_{max,1} \\ \vdots \\ \delta_{max,n} \end{pmatrix} \overset{!}{<} \underline{\delta} = \begin{pmatrix} |a_1 - b_1| \\ \vdots \\ |a_n - b_n| \end{pmatrix} \tag{3.15}$$

Durch diese Vorgehensweise kann jeder Parameter ein individuell angepasstes Ähnlichkeitsmaß erhalten. Wie in Kapitel 3.4.3 vorgestellt, ist es möglich, dass eine Konfiguration durch unterschiedliche Parameterbelegungen ausgedrückt wird. Diese Ähnlichkeit, welche sich nicht in einem einfachen Vergleich der Parameter zeigt, kann mit der hier vorgestellten Betrachtungsweise für die Ähnlichkeit nicht erfasst werden. Da ein hierfür notwendiger detaillierter Vergleich der Konfigurationen sehr aufwändig ist, wird darauf in dieser Arbeit verzichtet.

Die Richtgrößen für den Vektor $\underline{\delta}_{\max}$ leiten sich aus zwei Aspekten her: Zum einen stellt die maximale Änderung der Eingangsparameter, die eine Veränderung im Modellergebnis ergibt, eine untere Grenze dar. Zum anderen ist eine Variation der Modelleingangsdaten unter der in der Praxis erreichbaren Regelungsgenauigkeit (zum Beispiel bei der Einstellung der Fördermenge an einer Pumpe) wenig sinnvoll.

Testrechnungen zeigen, dass die Similar-Funktion bei Optimierungsläufen der verwendeten Algorithmen DES und RSM sehr selten in den Lauf der Optimierung eingreift. Für Optimierungsrechnungen mit den untersuchten Optimierungsalgorithmen lohnt sich ihre Anwendung daher nicht.

3.8 Werkzeuge zur statistischen Auswertung

Zur Auswertung der in dieser Arbeit berechneten Optimierungsläufe werden verschiedene statistische Größen verwendet. Wie oben beschrieben, verbessert sich das Optimierungsergebnis im Laufe der Iteration. Zur Evaluierung der Verlässlichkeit eines Optimierungsverfahrens werden zahlreiche Optimierungsläufe durchgeführt und ausgewertet. Als charakteristische Größe für den mittleren Verlauf der Optimierungen wird der Median der Optimierungsergebnisse bei jedem Iterationsschritt verwendet. Im Gegensatz zum arithmetischen Mittelwert wird der Median nur wenig durch einzelne Extremwerte beeinflusst (PRESS ET AL., 1992; WITTE & SCHMIDT, 1991). Der Median ist also ein gutes Maß für ein mittleres Verhalten, wenn nur wenige Werte zur Auswertung vorliegen und einzelne Ausreißer die Gesamtaussage nicht verfälschen sollen.

Die mittlere absolute Abweichung ist das zum Median gehörende Streuungsmaß. Sie wird aus dem arithmetischen Mittelwert der Abweichungen vom Median berechnet. Eine Trennung der Streuung in positiver und negativer Richtung lässt sich durch die obere bzw. untere mittlere Abweichung berechnen, die aus dem arithmetischen Mittelwert der positiven bzw. negativen Abweichungen ermittelt wird (PRESS ET AL., 1992). Als Kennwert für die Breite der Streuung wird in der vorliegenden Arbeit die maximale obere bzw. untere Abweichung verwendet.

Der Unterschied zweier Optimierungsverfahren lässt sich durch die Auswertung der Optimierungsläufe mit dem student´schen t-Test ermitteln (WITTE & SCHMIDT, 1991; BRONSTEIN & SEMENDJAJEW, 1997). Als Ergebnis dieses Testverfahrens erhält man ein t-Vertrauensintervall, das mit einer vorher festgelegten Irrtumswahrscheinlichkeit (in der Regel 5%) den Abstand der Ergebnisse der getesteten Optimierungsläufe wiedergibt. Ist ein Abstand in jedem Falle gegeben, schließt also das t-Vertrauensintervall Null nicht ein, so unterscheiden sich die Ergebnisse der zwei getesteten Optimierungsverfahren signifikant.

Eine ausführliche Erläuterung der verwendeten statistischen Werkzeuge findet sich in Anhang D.

3.9 Zusammenfassung

In diesem Kapitel wurde das in der vorliegenden Arbeit verwendete Optimierungssystem vorgestellt. Die einzelnen Bestandteile des Systems wurden eingeführt und einige Grundlagen für eine erfolgreiche Optimierung hervorgehoben:

- Überblick: Die für eine zielführende Lösung maßgebenden Größen müssen erkannt und formuliert werden.
- Universalität: Alle möglicherweise vorkommenden Modellergebnisse müssen richtig ausgewertet werden können. Auch nichtphysikalische Ergebnisse müssen (entsprechend) auswertbar sein.
- Klarheit: Einfache und verständliche Auswertungsschemata vermeiden Denkfehler und geben der Optimierung die nötige Freiheit, auch unvorhergesehene Ergebnisse finden zu können.

Im folgenden Kapitel werden das hier vorgestellte Optimierungssystem und die erläuterten Parametrisierungen am Beispiel der Grundwasserproblematik am Rückhalteraum Köln-Worringen verwendet.

4 Optimierungsrechnungen

4.1 Überblick

In diesem Abschnitt werden die in Kapitel 3.4.1 vorgestellten Parametrisierungsvarianten bei Optimierungsberechnungen eingesetzt. Die Leistungsfähigkeit und die Anwendungsgrenzen der dazu eingesetzen Optimierungsalgorithmen Derandomized Evolutionary Strategy (DES) und Response Surface Method (RSM) werden untersucht und miteinander verglichen. Dazu wird die zunächst einfache Parametrisierung von Grundwasserhaltungsbrunnen mit konstanten Entnahmen an festen Standorten schrittweise komplexer. Am Ende wird die Parametrisierung von zeitlich veränderlichen Entnahmen an variablen Brunnenstandorten in numerischen Experimenten untersucht. Wie in Kapitel 2.6 (Abbildung 2.7) vorgestellt, werden die für die beiden Aufgabentypen Dimensionierung bzw. Betrieb jeweils gesammelten Erkenntnisse aus den numerischen Experimenten in einer praxisnahen Optimierung angewandt (Abbildung 4.1).

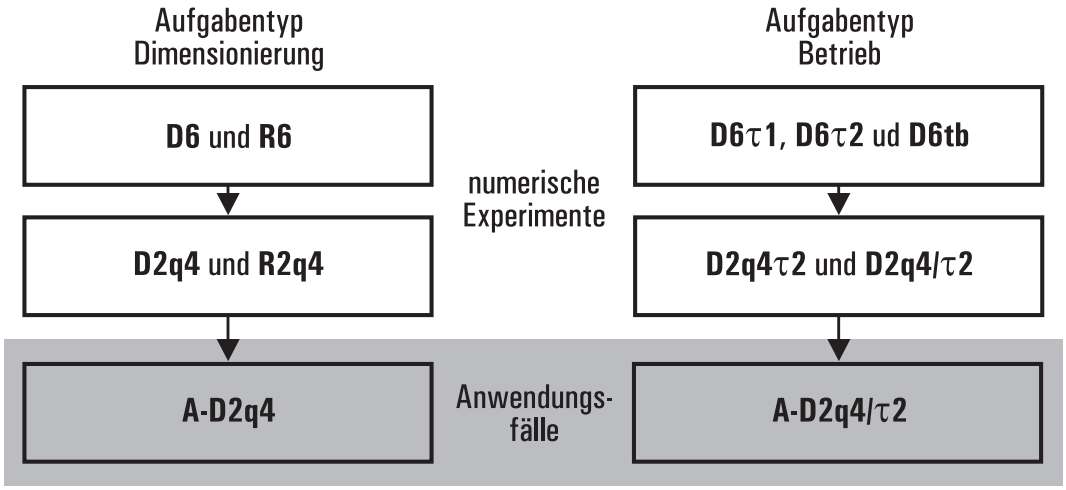


Abb. 4.1: Schematische Darstellung der Vorgehensweise

Tabelle 4.1 gibt einen Überblick über alle vorgestellten Optimierungsläufe. Die Benennung der Parametrisierungsvarianten erfolgt nach dem folgenden System: Der erste Buchstabe gibt an, welcher Optimierungsalgorithmus verwendet wurde (D=DES, R=RSM), die folgenden Zahlen stehen für die Anzahl der im Standort festen Brunnen bzw. der im Standort variablen Brunnen, getrennt durch einen Buchstaben der die Art der Standortbestimmung angibt. Folgen diesem Bezeichnungsmuster weitere Ziffern, so werden die Brunnen nicht konstant, sondern mit jeweils zeitlich variablen Entnahmen

Tab. 4.1: Übersicht über die in diesem Kapitel vorgestellten Optimierungsläufe

Optimierungs-lauf	Optimierungs-algorithmus	Anzahl der Brunnen		Entnahme	Parameter-anzahl
		fester Standort	variabler Standort		
D6	DES	6	0	konstant	6
R6	RSM	6	0	konstant	6
D2q4	DES	2	4	konstant	14
R2q4	RSM	2	4	konstant	14
A-D2q4	DES	2	4	konstant	14
D6τ1	DES	6	0	τ1-Funktion	12
D6τ2	DES	6	0	τ2-Funktion	18
D6tb	DES	6	0	Bézierfunktion	18
D2q4τ2	DES	2	4	τ2-Funktion	26
D2q4/6τ2	DES	2/6	4/0	konstant/ τ2-Funktion	14/18
A-D2q4/6τ2	DES	2/6	4/0	konstant/ τ2-Funktion	14/18

betrieben; die Schriftzeichen geben die für den zeitlichen Verlauf verwendete Zeitparametrisierungsmethode an.

Ziel der Untersuchungen ist es, Grundlagen für Empfehlungen zur Anwendung der automatischen Optimierung auf Grundwasserhaltungsprobleme in der Wasserwirtschaft zu schaffen. Dabei soll die automatische Optimierung gute, verwertbare Ergebnisse in angemessener Zeit erreichen. Als zweckmäßiger Zeitraum wird in der vorliegenden Arbeit eine Berechnungsdauer[1] von maximal drei Tagen (72 h) betrachtet.

[1]Der Vergleich der Rechenzeiten für die Optimierungsläufe bezieht sich auf die parallelisierte Berechnung auf vier Prozessoren eines Sun Fire 1500 MPC.

4.2 Dimensionierung zeitlich konstanter Entnahmemengen an festen Brunnenstandorten

4.2.1 Vorstellung der Parametrisierungsvariante

Die ersten numerischen Experimente für den ersten Aufgabentyp, die Dimensionierung, werden im Folgenden vorgestellt. Die hier parametrisierte Grundwasserhaltung besitzt sechs Brunnen mit konstanten Entnahmemengen, wie sie in Kapitel 3.4.2 vorgestellt wurde. Abbildung 4.2 zeigt die fixen Brunnenstandorte. Konstante Entnahmen über den gesamten Simulationszeitraum an fixen Positionen sind die einfachste Betriebsart für die Brunnen der Grundwasserhaltung. Diese Konfiguration dient daher auch als Grundkonfiguration der in dieser Arbeit vorgestellten Optimierungsläufe.

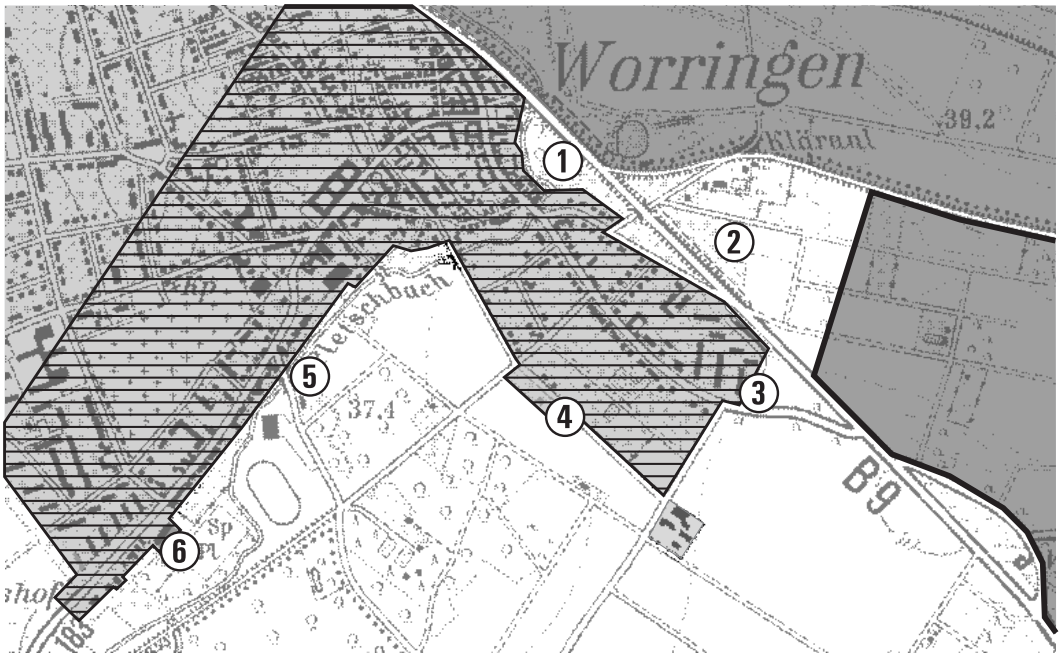


Abb. 4.2: Standorte der sechs Brunnen, Bewertungsfläche (schraffiert), überschwemmte Rheinvorländer und Rückhaltebecken (grau hinterlegt)

Bei der Ermittlung der Brunnenstandorte wird von den in der Vorstudie zum Rückhalteraum Worringen (KÖNGETER ET AL., 1997) identifizierten Gebieten ausgegangen, die durch eine Flutung des Rückhalteraums vom Grundwasseranstieg gefährdet werden (Kapitel 2.3).

Die Bewertung der Grundwasserhaltungskonfigurationen folgt der in Kapitel 3.5 beschriebenen Vorgehensweise. Wie in Kapitel 3.5.2 erläutert, wird auf die Verwendung von Fixkosten verzichtet. Die Startkonfiguration der Entnahmemengen für die Optimie-

rungsrechnungen ist eine einheitliche Entnahme von 0,05 m^3/s an allen Brunnen. Die Entnahmen sind nach oben auf 0,50 m^3/s je Brunnen beschränkt.

Die Einhaltung des maximal akzeptierbaren Wasserstands wird an allen Modellknoten des Grundwassermodells überprüft, die innerhalb der in Abbildung 4.2 dargestellen schraffierten Fläche liegen. Diese Bewertungsfläche orientiert sich an gefährdeten Zonen, die in Kapitel 2.3 vorgestellt werden. Einzelhäuser und einzeln liegende technische Einrichtungen, wie zum Beispiel Transformatorenhäuser, werden in dieser Arbeit nicht berücksichtigt, um die Nachvollziehbarkeit zu erleichtern und eine Überprüfung der Optimierungsergebnisse übersichtlich zu halten. Eine Integration zusätzlicher Prüfpunkte in die Bewertung der Entnahmekonfigurationen stellt jedoch kein Problem dar.

Im Folgenden werden die Ergebnisse der Optimierungsläufe unter Verwendung der Parametrisierungsvariante mit sechs Brunnen und konstanter Entnahme (D6 und R6) vorgestellt. Zur Untersuchung der Eigenschaften der zwei verwendeten Optimierungsalgorithmen DES und RSM werden jeweils 30 Optimierungsrechnungen ausgewertet, die sich ausschließlich durch die Verwendung unterschiedlicher Sätze von Zufallszahlen unterscheiden. Untersuchungen zur Ermittlung der für diese Auswertung notwendigen Anzahl von Optimierungsrechnungen werden in Anhang C vorgestellt.

Wie in Kapitel 3.8 erläutert, wird der Median der ausgewerteten Optimierungsrechnungen zur Darstellung des charakteristischen Iterationsverlaufs der Optimierung verwendet. Die mittleren und die maximalen Abweichungen nach oben und nach unten geben Informationen über die Variabilität im Verlauf der ausgewerteten Optimierungsläufe.

Mit sechs Brunnen, die mit konstanter Entnahme betrieben werden, besitzt diese Parametrisierungsvariante maximal sechs Parameter, die optimiert werden können. Die Anzahl der Parameter kann durch das Festhalten einer oder mehrerer Parameter oder durch die Einteilung der Brunnen in Gruppen mit gleichen Entnahmemengen reduziert werden.

Vor den Optimierungsläufen wird zunächst eine Studie mit einer Gruppierung der Entnahmewerte in zwei Gruppen vorgestellt. Dadurch können die Eigenschaften der zu erwartenden Zielfunktion näher untersucht werden.

4.2.2 Form der Zielfunktion

Die Aufteilung der Brunnen in zwei Gruppen macht es möglich, die Zielfunktion in einem Diagramm darzustellen. Dadurch wird nicht nur eine einfache Sensitivitätsanalyse für die sich aus den zwei Gruppen ergebenden zwei Parameter durchgeführt, sondern ein echter Überblick über das Verhalten der Zielfunktion innerhalb ihrer Gültigkeitsintervalle gegeben.

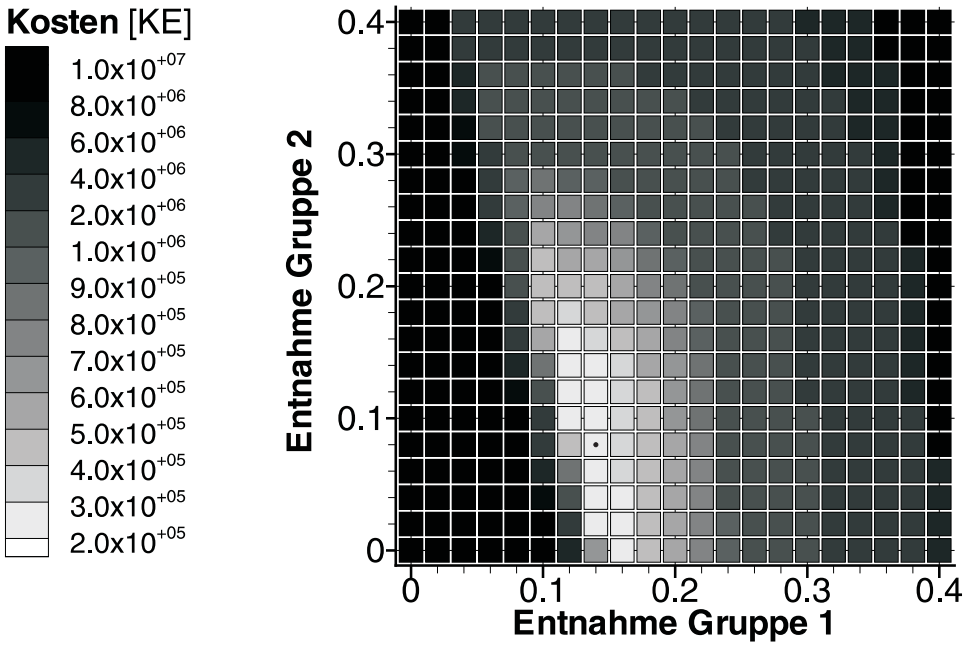


Abb. 4.3: Diskrete Darstellung der Zielfunktion für zwei Brunnengruppen aus 441 Berechnungen, Minimum durch Punkt markiert

Abbildung 4.3 zeigt die Form der Zielfunktion für eine Gruppierung in eine rückhalteraumnahe Brunnengruppe 1 (Brunnen 1 bis 4 in Abbildung 4.2) und eine rückhalteraumferne Brunnengruppe 2 (Brunnen 5 und 6 in Abbildung 4.2). Auf den Achsen sind die Entnahmemengen für jeden Brunnen der beiden Brunnengruppen aufgetragen; die Bewertung der Konfigurationen wird als Graustufe dargestellt. Dabei entspricht eine dunkle Färbung hohen Kosten und eine helle Färbung niedrigen Kosten. Jedes Quadrat entspricht dem Ergebnis einer Berechnung. Mit einer Abstufung der Entnahmen von 0,02 m^3/s werden 441 unterschiedliche Entnahmekonfigurationen für diese Darstellung mit dem Grundwassermodell berechnet. Die diskrete Darstellung der Zielfunktion zeigt genau die errechneten Größen und die dadurch aufgespannte konvexe Funktion, lässt jedoch nicht die Illusion entstehen, dass der exakte Verlauf der Funktion bekannt sei.

Die sich abzeichnende Zielfunktion zeigt analog zu Abbildung 3.11 in Kapitel 3.5.7 einen flachen Verlauf für mittlere Entnahmemengen, da die Kostenfunktion in diesem Bereich allein durch die Energiekosten bestimmt wird. Mit kleinen Entnahmemengen lässt sich der maximal tolerierbare Grundwasserstand nicht durchgehend einhalten; die entsprechende Straffunktion belegt dies mit Strafkosten, die zu einem steilen Anstieg der Zielfunktion in diesem Bereich führen. Bei zu großen Entnahmemengen steigen die Energiekosten stark an, außerdem kann die Ergiebigkeit des Grundwasserleiters überbe-

ansprucht werden. Die dafür vergebenen Strafkosten lassen die Zielfunktion auch hier steil ansteigen.

Das Minimum der Funktion liegt (mit einem Punkt markiert) in dem flachen Bereich ohne Strafkosten, in dem das Ziel der Wasserhaltung gerade noch eingehalten wird, jedoch auch sehr nahe am Bereich mit Strafkosten für verfehlte Zieleinhaltung. Die mit einem Punkt markierte niedrigste Kostenbewertung (219 407 KE) wird für die Entnahme von 0,14 m^3/s in der ersten Brunnengruppe und von 0,08 m^3/s in der zweiten Brunnengruppe errechnet.

Die Zielfunktion für die zwei Gruppenparameter zeigt eine konvexe Form. Für den Ansatz von jeweils einem Parameter pro Brunnen als konstante Entnahmemenge lässt sich dementsprechend ebenfalls eine konvexe Zielfunktion erwarten. Dieses Optimierungsproblem wäre also auch mit herkömmlichen Gradientenverfahren lösbar, da Nebenminima vermutlich nicht zu erwarten sind.

4.2.3 Optimierungsläufe

4.2.3.1 D6

Abbildung 4.4 zeigt die Linie des Medians und die dazugehörigen mittleren Abweichungen (graue Fläche) des Optimierungsverlaufs aus 30 Optimierungsläufen mit der DES. Der Optimierungsfortschritt, die Abnahme der Kosten mit zunehmender Anzahl von Iterationsschritten, ist gut zu erkennen. Nach etwa 400 Iterationsschritten ist die Steigung der Mediankurve nahezu Null: Weitere Iterationsschritte lassen keine wesentliche Verbesserung des Optimierungsergebnisses erwarten. Die Optimierungsläufe können hier für gewöhnlich abgebrochen werden. Das mittlere Optimierungsergebnis nach 400 Iterationsschritten wird mit 196 963 KE und nach 600 Iterationsschritten mit 196 019 KE bewertet. Die mittleren absoluten Abweichungen liegen dann bei +11 766 KE und -9 047 KE (+6,8% und -4,6%). Die maximalen Abweichungen vom Median betragen +28 402 KE und -30 784 KE (+14,5% und -15,7%).

Die geringe Größe der mittleren Abweichungen zeigt, dass die Optimierungsrechnungen im Verlauf und besonders in der Bewertung des Optimierungsergebnisses ähnlich sind. Tatsächlich weichen die Optimierungsergebnisse im Mittel nur wenig voneinander ab. Etwas größer sind die maximalen Abweichungen, es handelt sich bei diesen Optimierungsläufen jedoch nur um einzelne Ausreißer, die lediglich einen verzögerten Optimierungsfortschritt aufweisen.

Abbildung 4.5 zeigt einen beispielhaften Optimierungslauf. Die Linie zeigt das Niveau des besten Zwischenergebnisses an. Die einzelnen Iterationsergebnisse sind mit Kreisen markiert, einige liegen über dem dargestellten Wertebereich von $1 \cdot 10^5$ bis $1 \cdot 10^7$ KE.

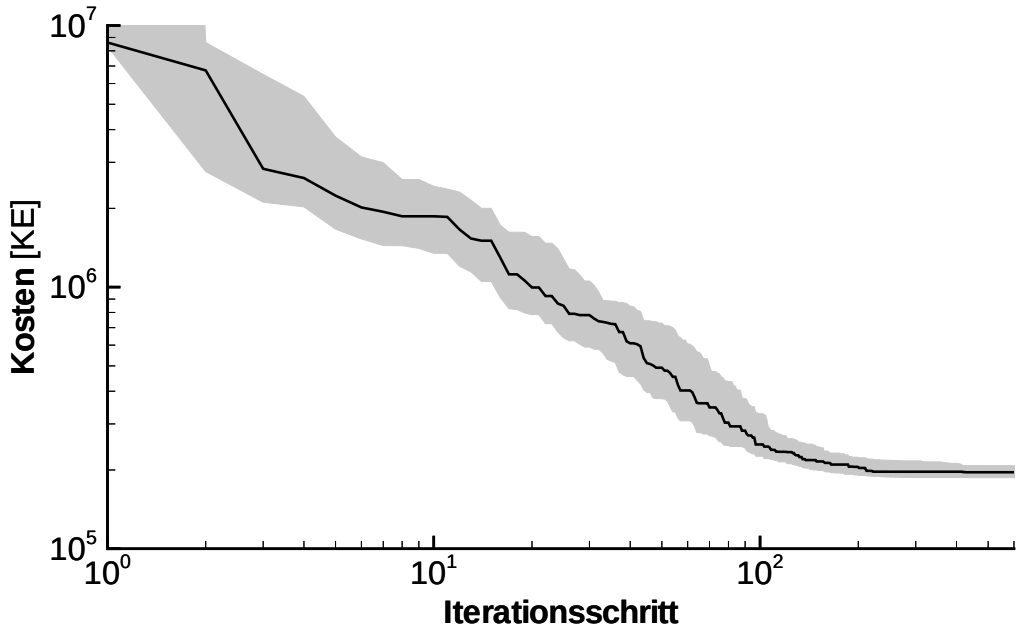


Abb. 4.4: D6, Iterationsverlauf mit DES: Median (Linie) und mittlere Abweichungen aus 30 Optimierungsrechnungen (graue Fläche)

Die bei den ersten Iterationsschritten noch sehr weit verstreuten Punkte häufen sich mit zunehmender Anzahl von Iterationschritten in der Nähe des besten Ergebnisses. Diese Akkumulation wird durch die im Verlauf der Optimierung kleiner werdenden Skalierungsfaktoren bewirkt (Kapitel 3.6.2).

Abbildung 4.6 zeigt die Entwicklung des globalen Skalierungsfaktors δ_G und der parameterweisen Skalierungsfaktoren δ_i über den Iterationsverlauf. Zu erkennen ist die annähernd kontinuierliche Verminderung des globalen Skalierungsfaktors. Die den einzelnen Parametern zugehörigen Skalierungsfaktoren verändern sich, wie in Kapitel 3.6.2 erläutert, abhängig vom Optimierungserfolg.

Tab. 4.2: D6: Median und Abweichung der Optimierungsergebnisse aus 30 Optimierungsläufen nach 600 Iterationsschritten mit DES

Brunnen	1	2	3	4	5	6
Entnahmen in m^3/s	0,066	0,108	0,183	0,152	0,048	0,040
mittlere abs. Abweichung in m^3/s	0,021	0,017	0,015	0,013	0,024	0,021
mittlere Abweichung in %	32,4	17,0	7,9	10,0	49,5	52,5

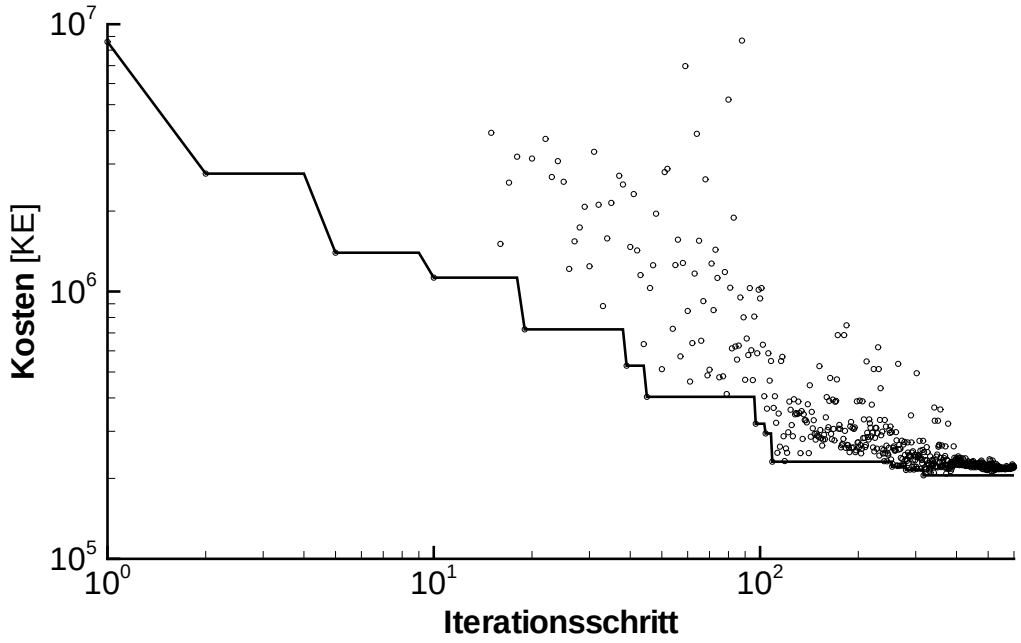


Abb. 4.5: D6, beispielhafter Optimierungslauf mit DES: Kurve des besten Ergebnisses und einzelne Iterationsergebnisse (Kreise)

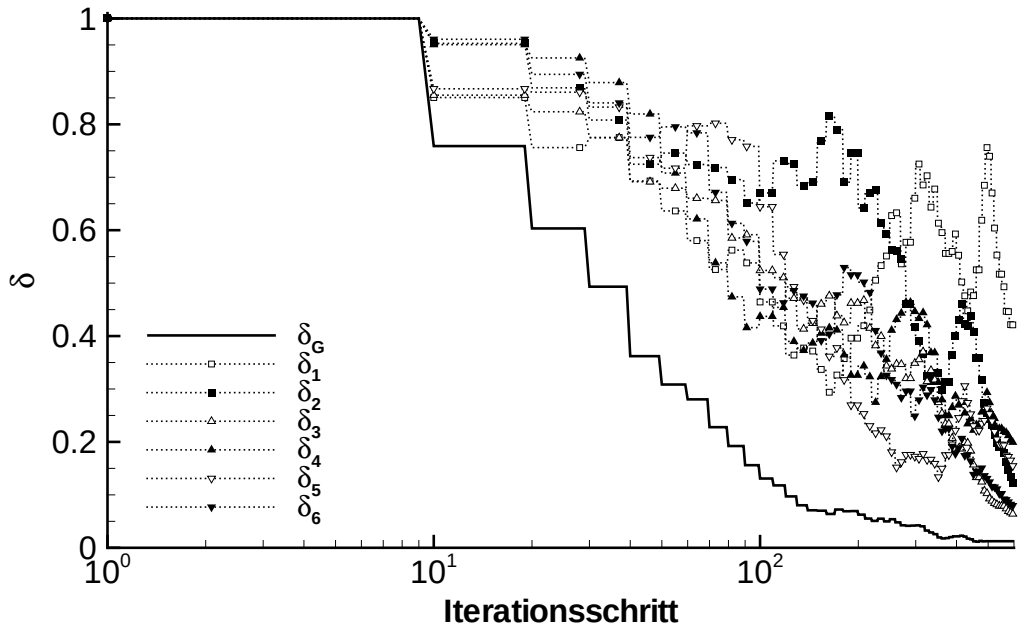


Abb. 4.6: D6, beispielhafter Optimierungslauf mit DES: Kurve des globalen Skalierungsfaktors δ_G und der Skalierungsfaktoren δ_i für jeden Parameter

Tabelle 4.2 zeigt den Median der optimierten Entnahmen an den Brunnen und die mittleren Abweichungen dieser Optimierungsparameter. Der Median hat hier für die Optimierungsergebnisse Aussagekraft, da von einer konvexen Funktion ausgegangen werden kann, die immer eine eindeutige Lösung und damit eine Umkehrfunktion besitzt: Jede mögliche Brunnenkonfiguration kann also nur durch genau eine Parameterbelegung ausgedrückt werden und von einer Konfiguration kann immer auf die dazugehörige Parameterbelegung rückgeschlossen werden (Kapitel 3.4.3).

Besonders die rückhalteraumnahen Brunnen werden mit großen Entnahmemengen belegt. Die mittleren absoluten Abweichungen der Entnahmen liegen für alle Brunnen zwischen 0,013 und 0,024 m^3/s. Sie sind besonders groß für Brunnen mit relativ kleinen Entnahmen. Durch kleine Entnahmemengen und einen geringen Einfluss dieser Brunnen auf das Optimierungsergebnis ergibt sich ein entsprechend flacher Zielfunktionsverlauf, der ein genaues Auffinden der optimalen Entnahmemenge für diese Brunnen erschwert und die Streuung der Optimierungsergebnisse verursacht. Dies erklärt auch den Gegensatz von großen Abweichungen in den optimierten Parametern und kleinen Abweichungen in der Ergebnisbewertung.

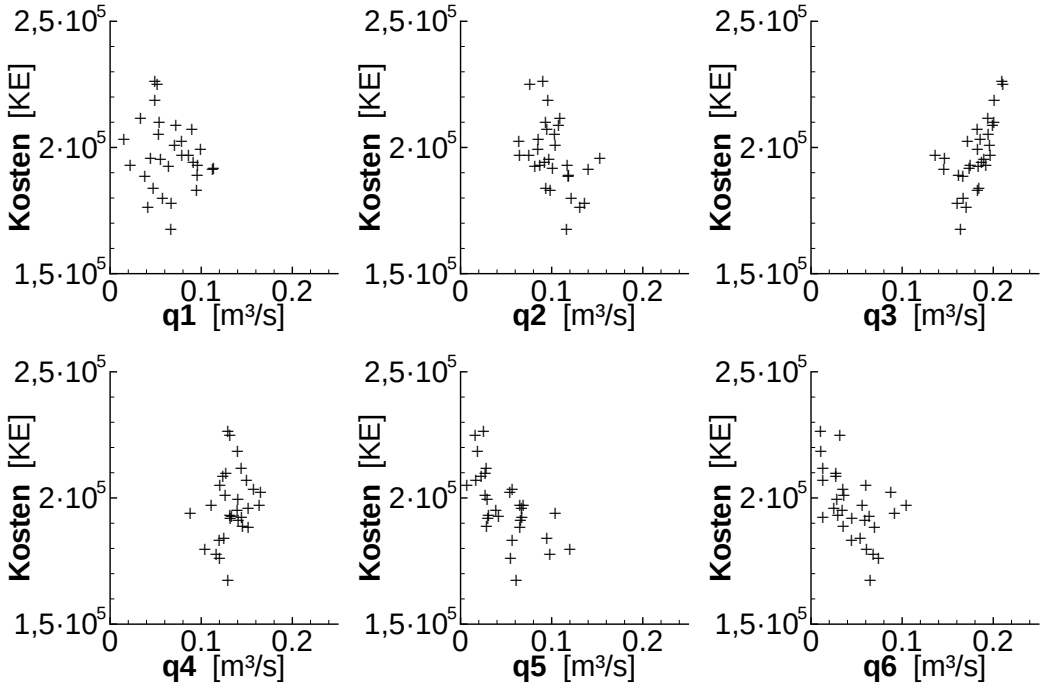


Abb. 4.7: D6: Optimierungsergebnisse für die Entnahme q an den unterschiedlichen Brunnen 1 bis 6 mit DES

Abbildung 4.7 zeigt die Entnahmen pro Brunnen für jede der 30 Optimierungsrechnungen, aufgetragen über die Kostenbewertung des dazugehörigen Optimierungsergebnisses. Alle Entnahmemengen liegen unter 0,25 m^3/s und damit in der unteren Hälfte ihres Gültigkeitsintervalls. Die mit besonders kleinen Kosten bewerteten Optimierungsergebnisse liegen tendenziell gehäuft im Mittelfeld der Ergebniswolke. Deutlich zu erkennen ist die geringe Streuung bei den Entnahmemengen für den besonders wichtigen Brunnen 3. Da dessen Einfluss auf den Erfolg der Grundwasserhaltung groß ist, ergeben sich für diesen Wert besonders geringe Abweichungen.

4.2.3.2 R6

Der Verlauf der Optimierungsrechnungen mit der RSM ist in Abbildung 4.8 dargestellt. Auch hier ist die Konvergenz der Optimierungsläufe gut zu erkennen. Auffallend ist der Wechsel zwischen der Berechnung von Hypercubepunkten und Responsesurface nach 50 Iterationsschritten (vergl. Kapitel 3.6.3), der kurzfristig einen besonders großen Optimierungsfortschritt bringt. Mit diesem Optimierungsverfahren ist nach spätestens 800 Iterationsschritten kein weiterer Fortschritt mehr zu erkennen. Die mittlere obere und untere Abweichung hat bei 800 Iterationsschritten sehr stark abgenommen, so dass die Optimierungsrechnungen hier abgebrochen werden können.

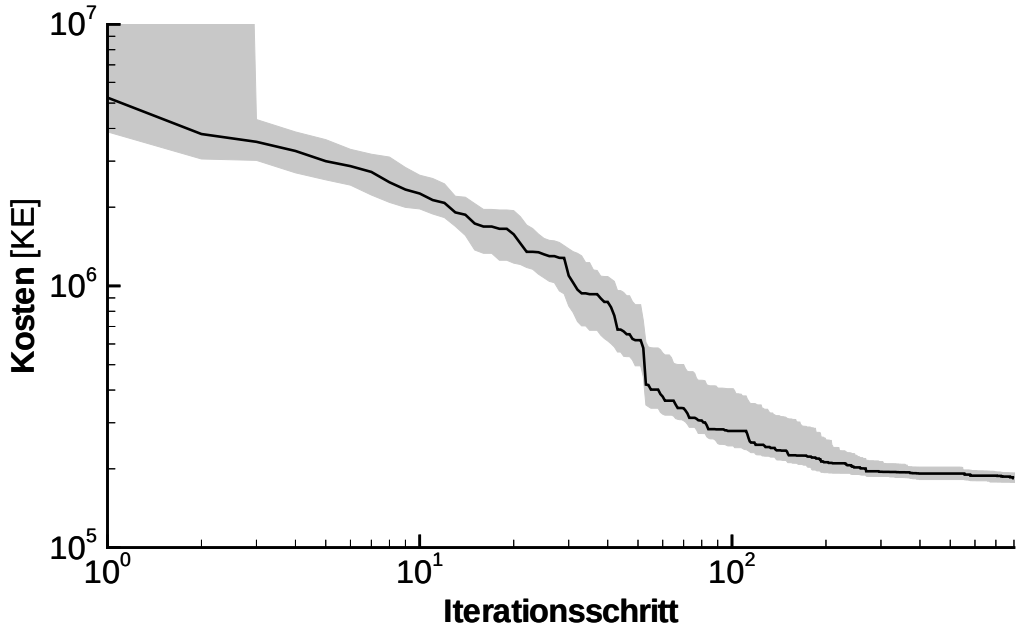


Abb. 4.8: R6, Iterationsverlauf mit RSM: Median und mittlere Abweichungen aus 30 Optimierungsrechnungen

Die gemittelte Bewertung der Optimierungsläufe mit der RSM liegt nach 400 Iterationen bei 191 787 KE und nach 800 Iterationen sogar bei 184 238 KE. Die mittleren absoluten Abweichungen in der Bewertung des Optimierungsergebnisses liegen bei +8 655 KE und -6 830 KE (+4,7% und -3,7%). Die maximalen Abweichungen weniger Ausreißer liegen bei +19 338 KE und -17 950 KE (+10,5% und -9,7%).

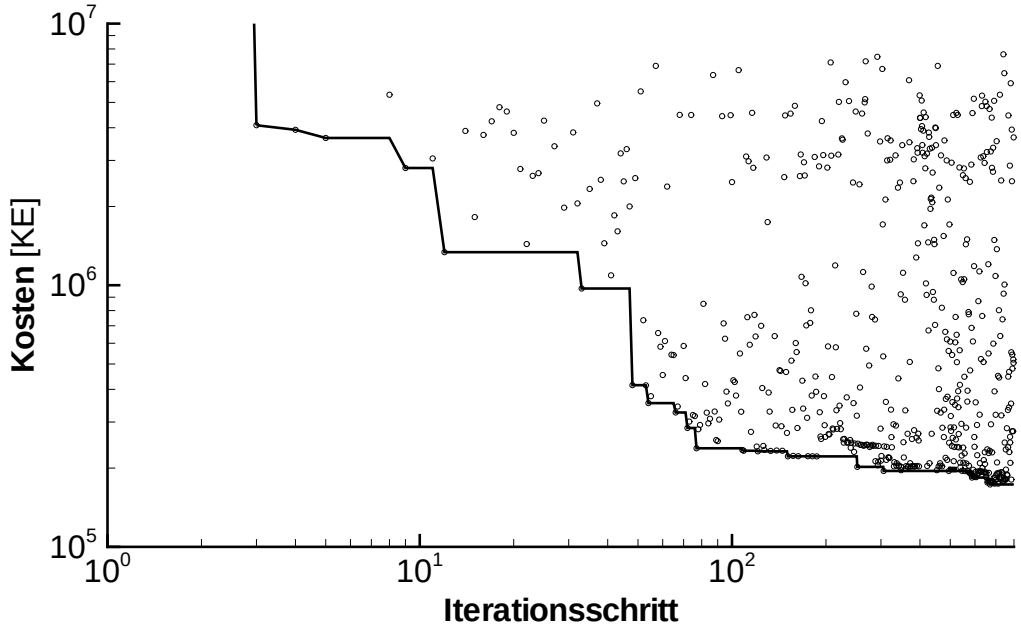


Abb. 4.9: R6, beispielhafter Optimierungslauf mit RSM: Kurve des besten Ergebnisses und einzelne Iterationsergebnisse (Kreise)

Abbildung 4.9 zeigt einen Optimierungsverlauf: Es ist deutlich zu erkennen, dass die Verteilung der Berechnung von guten und weniger guten Ergebnissen über den gesamten Verlauf der Optimierung ähnlich bleibt. Dies ist darauf zurückzuführen, dass der RSM-Algorithmus über den gesamten Verlauf der Optimierung sowohl optimale Lösungen als auch Lösungen zur Stützung der interpolierten Funktion sucht (Kapitel 3.6.3).

Tab. 4.3: R6: Median und Abweichung der Optimierungsergebnisse aus 30 Optimierungsläufen nach 800 Iterationsschritten mit RSM

Brunnen	1	2	3	4	5	6
Entnahmen in m^3/s	0,058	0,121	0,167	0,146	0,061	0,044
mittlere abs. Abweichung in m^3/s	0,018	0,013	0,007	0,017	0,019	0,020
mittlere Abweichung in %	31,6	11,6	4,0	12,8	30,8	45,9

Tabelle 4.3 zeigt das Optimierungsergebnis und die dazugehörigen mittleren Abweichungen der Optimierungsparameter. Auch für die RSM ergeben sich größere Abweichungen in den Ergebnissen für die Brunnen mit relativ geringen Entnahmen. Brunnen 3 weist mit nur 4,0% die kleinste Abweichung auf, da er mit der größten Entnahme einen bedeutsamen Einfluss auf das Optimierungsergebnis hat. Das Ergebnis reagiert aus diesem Grund besonders sensitiv auf eine Veränderung dieser Größe.

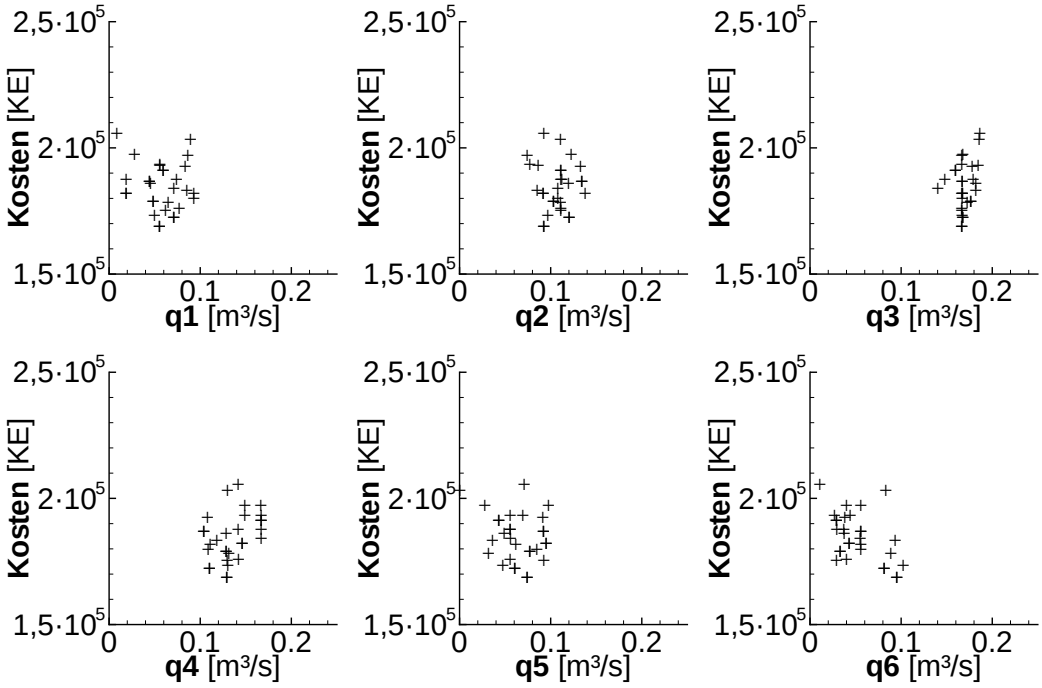


Abb. 4.10: R6: Optimierungsergebnisse für die Entnahme q an den unterschiedlichen Brunnen 1 bis 6 mit RSM

In Abbildung 4.10 sind die Entnahmemengen der 30 Optimierungsergebnisse über die Bewertung der Kosten aufgetragen. Die Lösungen liegen dicht beisammen. Wie schon in Tabelle 4.3 ersichtlich ist, weisen die großen Entnahmen an den Brunnen 2, 3 und 4 tendenziell eine kleinere Streuung in den Entnahmen auf.

4.2.4 Auswertung der Optimierungsergebnisse

Der Vergleich der Optimierungsrechnungen mit den zwei Optimierungsverfahren (Abbildung 4.11) zeigt, dass beide Algorithmen eine gute Lösung in der Nähe zum Optimum finden und auch allgemein im Optimierungsfortschritt sehr ähnlich sind. Bei Annäherung an das Optimum nimmt der Optimierungsfortschritt der DES allerdings stark ab; eine Eigenschaft, die typisch für diesen Algorithmus ist (Kapitel 3.6.2).

Die Verläufe der Optimierungsrechnungen mit den beiden Verfahren unterscheiden sich nur wenig. Ein Vergleich der Optimierungsläufe mit einem studentschen t-Test (Kapitel 3.8) zeigt jedoch, dass sich die Optimierungsergebnisse der beiden Optimierungsverfahren auf einer 5%-Basis mit dem Vertrauensintervall $I_{a=5\%}$=(2 797 KE, 12 655 KE) signifikant unterscheiden.

Der RSM muss zunächst genügend Iterationen durchschreiten, um eine Grundlage für seinen Response-Surface-Algorithmus zu schaffen. Danach ist dieses Verfahren ähnlich schnell wie die DES und kommt näher an das Optimum heran: Nach 400 Iterationsschritten, wenn die DES nur noch wenig Fortschritt zeigt, hat die RSM schon geringere Kosten erreicht und kann diese in den darauf folgenden Iterationsschritten noch weiter verringern.

Für beide Optimierungsverfahren sind die Abweichungen in den Endergebnissen der verschiedenen Optimierungsläufe nur für die Variablen mit geringem Einfluss auf die Kostenbewertung groß. Bekanntermaßen ist der Optimierungsfortschritt für die DES in flachen Bereichen von Zielfunktionen klein. Die RSM verändert bei der neuen Ermittlung der Parameter in erster Linie jene, auf deren Größe die Zielfunktion besonders sensitiv reagiert. Weniger sensitive Parameter werden aus diesen Gründen bei der Optimierung vernachlässigt. Beide Optimierungsverfahren finden im Mittel eine Entnahme von insgesamt 0,597 m^3/s.

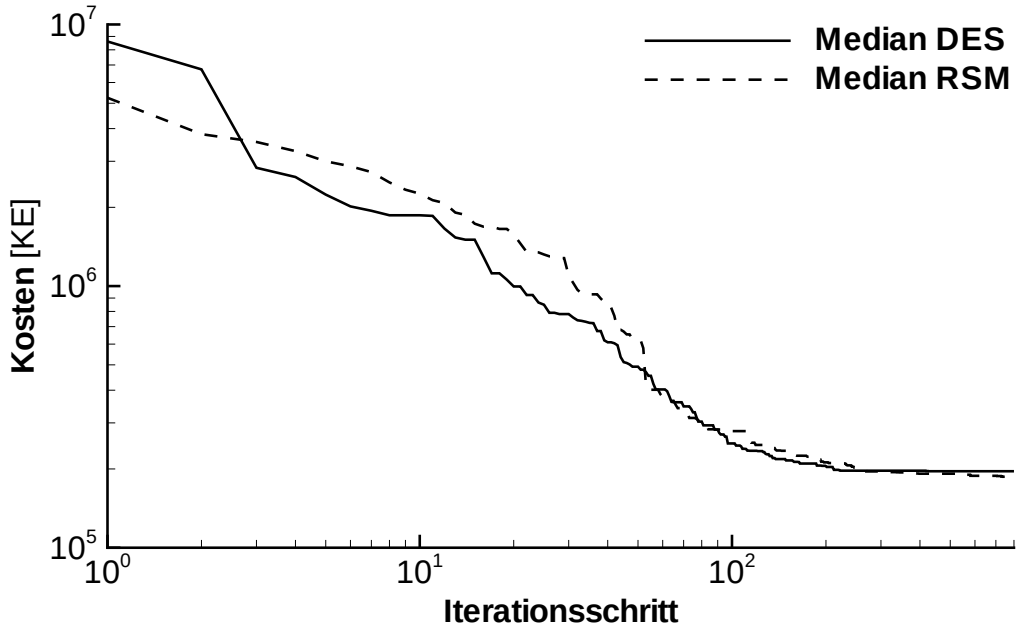


Abb. 4.11: D6 und R6: Vergleich des Medians der Optimierungsläufe mit DES und RSM

Bei dem Vergleich der beiden Algorithmen ist zu beachten, dass die RSM für die Ermittlung einer neuen Parameterbelegung für den folgenden Iterationsschritt jeweils einige Minuten Rechenzeit benötigt (Anhang B.3.2). Die DES ist hier mit etwa einer Sekunde deutlich schneller. Entsprechend benötigt eine Optimierung (600 Iterationsschritte) mit der DES im Mittel etwa 21,5 Stunden, während die RSM im Mittel dafür über 31 Stunden (für 800 Iterationsschritte sogar über 42 Stunden) benötigt. Für komplexere Optimierungsaufgaben ist mit einer noch deutlicheren Ausprägung dieses Nachteils zu rechnen, da hierfür eine größere Anzahl notwendiger Iterationsschritte zu erwarten ist.

Der Vergleich der beiden Optimierungsverfahren wird im Folgenden anhand von komplexeren Optimierungsrechnungen, die eine größere Anzahl von Optimierungsparametern beinhalten, weitergeführt.

4.3 Dimensionierung zeitlich konstanter Entnahmemengen an variablen Brunnenstandorten

4.3.1 Aufbau der Parametrisierungsvariante

In einem zweiten Schritt werden numerische Experimente für den ersten Aufgabentyp, die Dimensionierung, mit einer komplexeren Parametrisierung durchgeführt.

Ausgehend von der in Kapitel 4.2.1 vorgestellten Grundvariante werden im Folgenden die Standorte der Grundwasserhaltungsbrunnen variiert. Dazu wird die in Kapitel 3.4.3 vorgestellte Parametrisierung der Brunnenstandorte mit kartesischen Koordinaten verwendet. Als Ausgangspunkt für die Verschiebung der Brunnen dienen die Standorte der Grundvariante. Mit einer maximalen Verschiebung zwischen 250 m und 280 m spannt sich eine rechteckiger Rahmen auf, in dem die Brunnen positioniert werden können. Die Beschränkung der Standorte auf nicht besiedelte Flächen wird als Nebenbedingung (Kapitel 3.5.6) berücksichtigt. Die Entnahmen an den Brunnen sind analog zur Grundvariante auf maximal 0,5 m^3/s beschränkt.

Zur Untersuchung der Eigenschaften der zu erwartenden Zielfunktion wird zunächst eine Studie mit einer Parametrisierung des Standorts zweier Brunnen durchgeführt.

Im Folgenden werden mit dieser Parametrisierungsvariante die Entnahme q_i an allen sechs Brunnen und der Standort (x_i, y_i) der Brunnen 1 bis 4 optimiert. Dazu werden insgesamt vierzehn Parameter benötigt. Als Optimierungsalgorithmen werden DES (D2q4) und RSM (R2q4) eingesetzt (Kapitel 3.6), deren Ergebnisse im Anschluss vergleichend erläutert werden.

4.3.2 Form der Zielfunktion

Zur Untersuchung der Zielfunktion für flexible Brunnenstandorte wird auf ein Beispiel mit nur zwei Parametern zurückgegriffen, um die Ergebnisse in einem verständlichen Diagramm darstellen zu können. Die hierfür untersuchte Parametrisierungsvariante besteht aus den sechs Brunnen wie sie für die Grundvariante in Kapitel 4.2.1 vorgestellt werden. Diese werden mit festgelegten konstanten Entnahmen aus einem charakteristischen Optimierungsergebnis (D6) betrieben. Die Brunnen 2 und 3 werden auf einer gemeinsamen Linie direkt im Osten des Rückhalteraums auf variablen Standorten positioniert (Abbildung 4.12). Die Positionen werden jeweils durch einen Parameter x_i festgelegt, der einen Wert zwischen 0 (Position im Norden) und 1 (Position im Süden) annehmen kann. Die Entnahmen sind mit 0,1 m^3/s für Brunnen 2 und 0,2 m^3/s für Brunnen 3 festgelegt.

Abbildung 4.13 zeigt eine diskrete Darstellung der Zielfunktion für diese Parametrisierungsvariante, die aus insgesamt 221 Berechnungen erstellt wird. Zu 121 Berechnungen mit einem Abstand von 0,1 werden zur Verfeinerung der Darstellung 100 zusätzliche, um 0,05 verschobene Berechnungen mit dem gleichen Abstand hinzugefügt (als Konsequenz die Darstellung als Rauten). Gut zu erkennen sind die zwei unterschiedlich ausgeprägten Minima: Mit einem weiß gefüllten Punkt ist eines von mehreren Subminima markiert (194 723 KE), mit einem schwarzen Punkt das absolute Minimum (187 961 KE).

Die Existenz von zwei Minima ist für zwei Brunnen mit gleicher Entnahmemenge offensichtlich, da es dann jeweils zwei Parameterkonfigurationen gibt, die gespiegelt gleiche Entnahmepositionen darstellen. Für zwei Brunnen mit unterschiedlichen Entnahmemengen ist dies nicht der Fall, da bei einem Austausch der Brunnenstandorte eine neue Entnahmekonfiguration entsteht. Anders als bei der Optimierung mit konstanten Entnahmen an fixen Standorten in Kapitel 4.2 muss also bei der nun untersuchten Parametrisierung mit dem vermehrten Auftreten von Subminima auf einer nicht konvexen Zielfunktion gerechnet werden. Mit variablen Entnahmen gilt hier zusätzlich, dass es nicht immer eine eindeutige Lösung gibt, da dieselbe Brunnenkonfiguration durch mehr als eine Parameterbelegung formuliert werden kann: Die Zielfunktion besitzt keine Umkehrfunktion.

Mit einer steigenden Anzahl von Freiheitsgraden für die Standorte der Brunnen ist davon auszugehen, dass die Anzahl der Subminima ebenfalls ansteigt. Durch die Berücksichtigung von für Brunnenstandorte nicht zugelassenen Bereichen können weitere Subminima entstehen, da zum Beispiel durch die Restriktion von Brunnenpositionen voneinander getrennte Standortbereiche entstehen können. Die Verwendung globaler Optimierungsalgorithmen ist hier also notwendig.

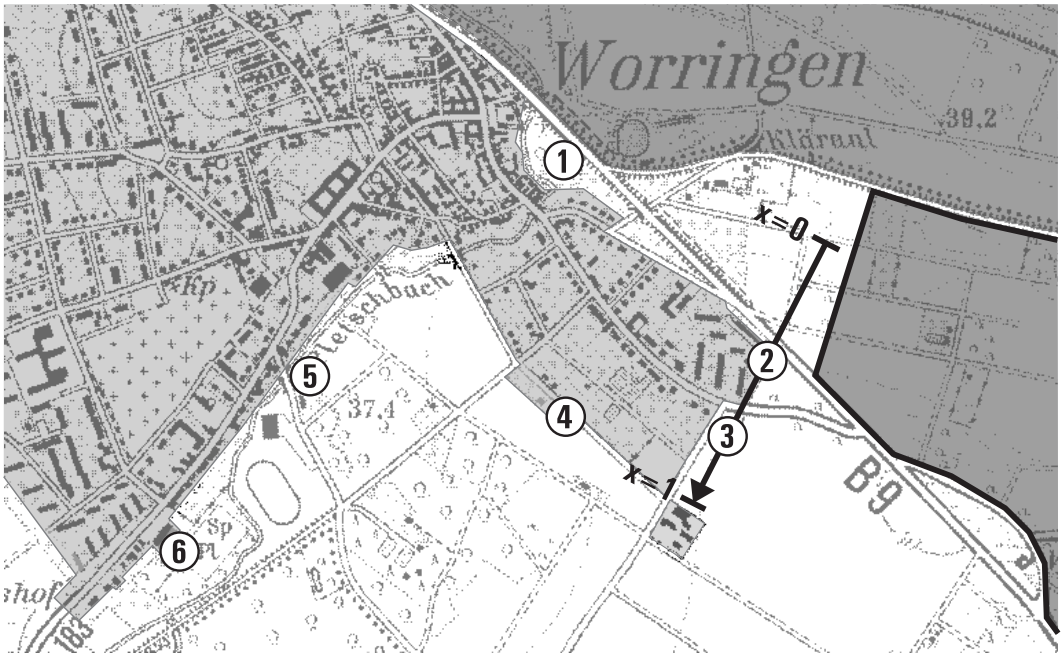


Abb. 4.12: Positionierung zweier Brunnen auf einer Linie

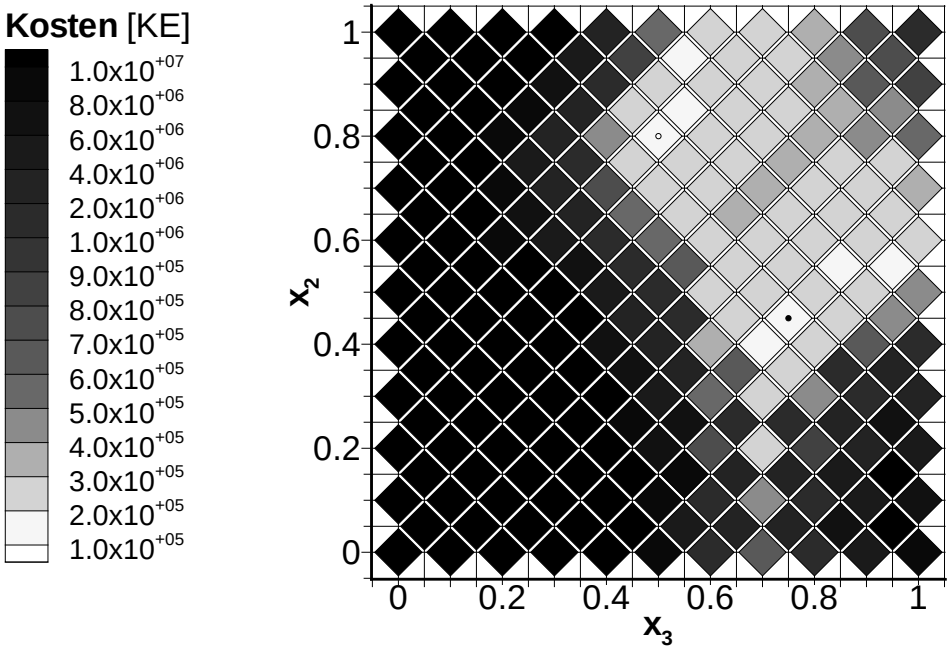


Abb. 4.13: Zielfunktion für Optimierung mit zwei auf einer Linie beweglichen Brunnen (diskrete Darstellung aus 221 Berechnungen)

4.3.3 Ergebnis der Optimierungsläufe

4.3.3.1 D2q4

Aufgrund einer Untersuchung der Mittelungsgenauigkeit in Abhängigkeit von der Anzahl der berücksichtigten Optimierungsläufe (Anhang C.3) kann die Anzahl der auszuwertenden Läufe von 30 bei den ersten numerischen Experimenten auf 20 gesenkt werden. Abbildung 4.14 zeigt den Median und die mittleren Abweichungen aus 20 Optimierungsläufen mit der DES: Der Optimierungsfortschritt ist gut zu erkennen. Nach etwa 600 Iterationsschritten hat der Fortschritt so weit abgenommen, dass keine weiteren wesentlichen Verbesserungen des Ergebnisses zu erwarten sind. Das mittlere Optimierungsergebnis nach 600 Iterationsschritten wird mit 113 313 KE bewertet. Nach 1000 Iterationen wird das Optimierungsergebnis mit 111 873 KE bewertet; die letzten 400 Iterationsschritte haben das Ergebnis nur um 1,3% verbessert, die Optimierung über 600 Iterationsschritte hinaus ist also nicht mehr wirtschaftlich. Die mittleren absoluten Abweichungen der Optimierungsergebnisse liegen nach 600 Iterationsschritten bei +42 598 KE und -10 704 KE (+37,6% und -9,5%). In Abbildung 4.14 ist zu erkennen, dass sich hauptsächlich die obere mittlere Abweichung nach 1000 Iterationsschritten reduziert hat (auf +13%). Die geringfügige Verbesserung des Medians der Optimierungsergebnisse zwischen den Itera-

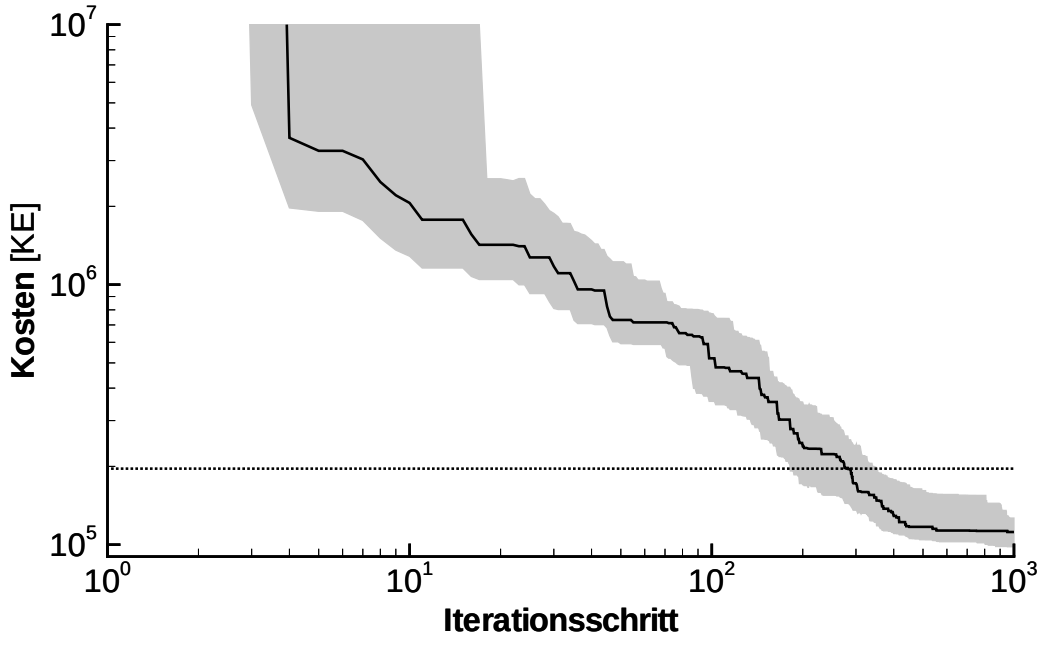


Abb. 4.14: D2q4, Optimierungsverlauf mit DES: Median und mittlere Abweichungen aus 20 Optimierungsläufen (gepunktet: Optimierungsergebnis der Grundvariante D6 als Referenz)

tionsschritten 600 und 1000 ist demnach hauptsächlich auf den Fortschritt der von bis zur Iteration 600 weniger erfolgreichen Optimierungsläufe zurückzuführen.

Im Vergleich zu den Optimierungsläufen mit im Standort festen Brunnen (D6) wird durch den Ansatz variabler Brunnenstandorte eine mittlere Verbesserung des Optimierungsergebnisses um 42% erreicht.

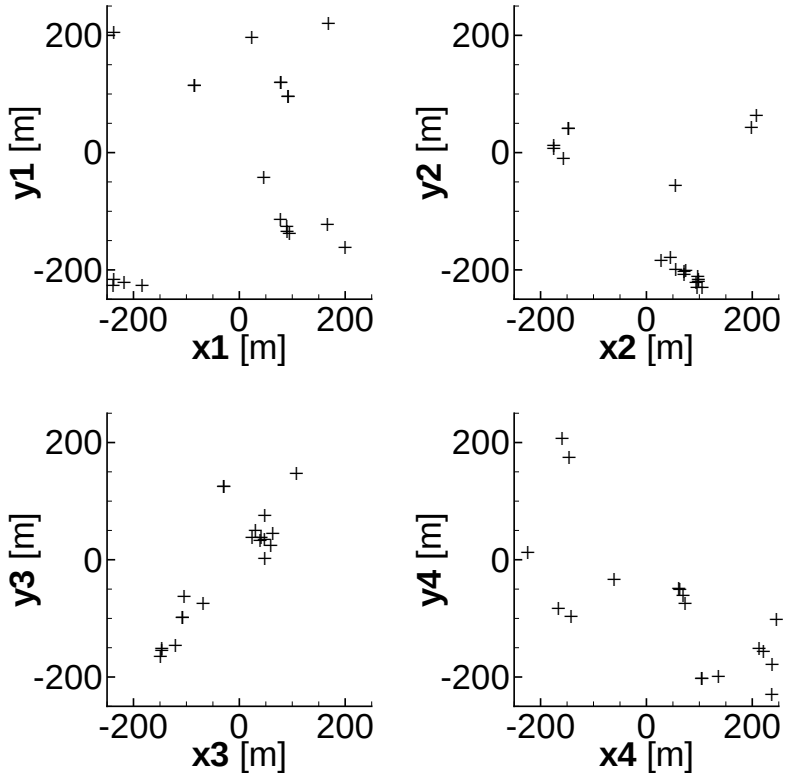


Abb. 4.15: D2q4: Optimierungsergebnisse mit DES nach 1000 Iterationsschritten für den Standort der Brunnen 1 bis 4 (Standortabweichung relativ zur Ausgangsposition)

Die in Abbildung 4.15 dargestellten Standorte für die 20 ausgewerteten Optimierungsläufe zeigen, dass sehr unterschiedliche Ergebnisse gefunden werden. Es sind jedoch einige Häufungspunkte zu erkennen, an denen mehrere Optimierungsläufe zu einer guten Lösung finden. Obwohl ein globaler Optimierungsalgorithmus verwendet wird, ist davon auszugehen, dass das globale Minimum nur mit einer Steigerung der Anzahl von Iterationsschritten gefunden werden kann.

Für Brunnen 1 finden sich Häufungspunkte direkt nördlich der bebauten Siedlungsfläche, jedoch auch im Süden dieser Fläche. Einige Ergebnisstandorte liegen im bei Hochwasser

überschwemmten Vorland des Rheins. Aufgrund der Dominanz des Rheinwasserspiegels in diesem Bereich haben die Brunnen an diesen Standorten keinen direkten Einfluss auf den Grundwasserstand im besiedelten Gebiet und tragen damit nicht zur Problemlösung bei. In diesem Fall führen ihre Kosten zu einer schlechten Bewertung des Ergebnisses.

In der Mehrheit der Lösungen wird Brunnen 2 über 200 m nach Südosten verschoben. Einige Lösungen positionieren diesen Brunnen auch im Norden der Siedlungsfläche. Für Brunnen 3 errechnet sich entweder ein minimal nach Nordosten verschobener Standort oder eine Position an der südöstlichen Spitze des bebauten Gebietes. Unterschiedliche Standorte entlang der Südgrenze des Siedlungsgebietes finden sich für Brunnen 4.

Insgesamt ergeben sich aus den Optimierungsläufen vielfältige Standortkombinationen, von denen einige gehäuft vorkommen. Dabei liegt der Schwerpunkt tendenziell auf dem Abmindern der Druckerhöhung durch den Rückhalteraum und der Verminderung der südlichen Umströmung des besiedelten Gebiets. Bei Betrachtung der unterschiedlichen Lösungen kann davon ausgegangen werden, dass zwar immer eine weitreichende Verbesserung durch die Optimierung erreicht wurde, das absolute Minimum selbst oder ein Ergebnis in unmittelbarer Nähe zum Minimum mit 1000 Iterationsschritten jedoch nicht von allen Optimierungsläufen gefunden werden kann.

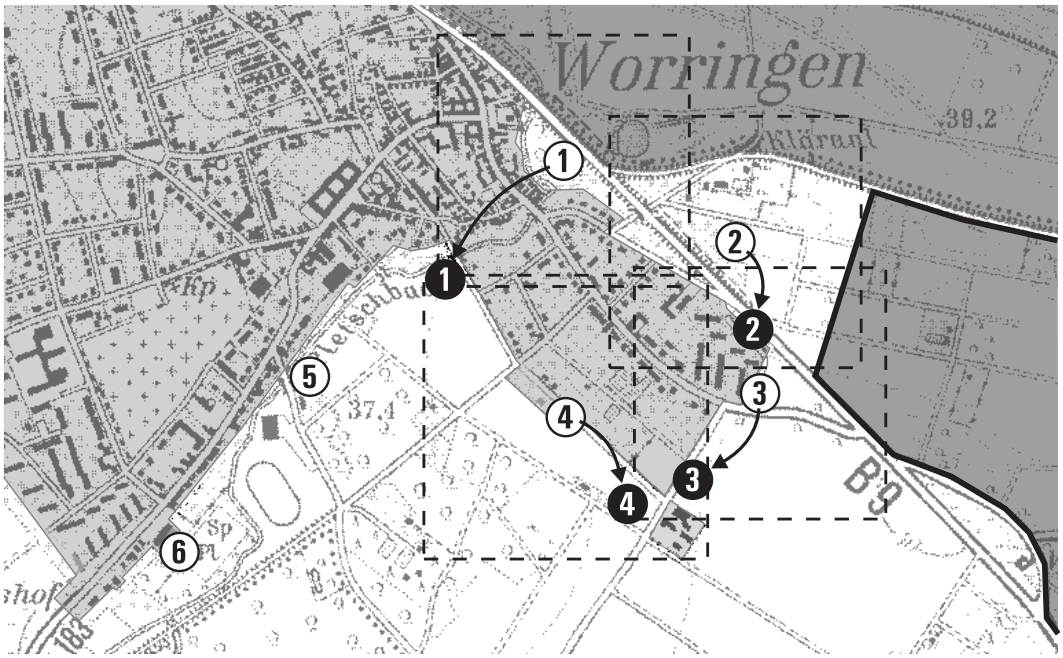


Abb. 4.16: D2q4: Beispielhaftes Ergebnis einer Optimierungsrechnung mit DES, Brunnenstandorte (weiß: Ausgangspositionen, schwarz: optimierte Positionen), Grenzen der Positionierungsbereiche (gestrichelt) und überflutetes Rheinvorland sowie Rückhaltebecken (grau hinterlegt)

Abbildung 4.16 zeigt den Aufbau und das Ergebnis eines beispielhaften Optimierungslaufs. Die dunkelgrau hinterlegten Flächen zeigen die überfluteten Gebiete des Rheins, des Vorlands und des Retentionsraums. Wie in Kapitel 4.3.1 erläutert, haben alle Brunnen eine jeweils konstante Entnahmemenge; die vier Brunnen in der Nähe des Rückhalteraums sind innerhalb eines quadratischen Bereichs im Standort variabel. Das bebaute Siedlungsgebiet (hellgrau hinterlegt) ist als Standort für die Brunnen nicht zugelassen.

Die weißen Kreise mit schwarzen Zahlen zeigen die Standorte der Brunnen zu Beginn der Optimierung. Sie entsprechen den festen Standorten der Optimierungsläufe in Kapitel 4.2. Die schwarzen Kreise mit weißen Zahlen markieren die optimierten Standorte des beispielhaften Optimierungslaufs, die Verschiebung der Brunnen ist mit einem Pfeil dargestellt.

Es wird ersichtlich, dass Brunnen 2 die Druckerhöhung durch den gefluteten Rückhalteraum reduziert, während die Brunnen 3 und 4 die Umströmung des Ortsteils vermindern. Brunnen 1 ist in den Süden der Siedlungsfläche verschoben worden und reduziert den Druck des Grundwassers für besonders tief gelegene Bereiche der Ortschaft Worringen, in denen die Druckhöhe im Grundwasser nur indirekt durch höhere Grundwasserstände im Worringer Bruch vom gefluteten Rückhalteraum beeinflusst wird.

Auffällig ist, dass die Brunnen durch die Optimierung insgesamt einen größeren Abstand zum Rhein bekommen. Die dem Rhein zugewandte Seite des bebauten Gebietes, in dem der Hochwassereinfluss auch ohne Rückhalteraum sehr groß ist, kann demnach auch durch die Brunnen im Süden und Osten hinreichend geschützt werden. Die zwei Brunnen mit festem Standort liegen am weitesten vom Rückhalteraum entfernt. Sie reduzieren den Einfluss des Grundwassers, das dem bebauten Gebiet weiträumig durch den Worringer Bruch zuströmt.

Tab. 4.4: D2q4: Beispielhaftes Ergebnis eines Optimierungslaufs mit DES

Brunnen	1	2	3	4	5	6
Entnahmen in m^3/s	0,091	0,111	0,105	0,132	0,055	0,063
West-Ost-Verschiebung in m	-238,7	27,5	-14,9	135,8	–	–
Süd-Nord-Verschiebung in m	-224,3	-180,9	-162,5	-195,9	–	–

Die Entnahmen für dieses Optimierungsergebnis werden in Tabelle 4.4 vorgestellt. Als wesentlicher Unterschied zu den Optimierungsergebnissen mit festen Brunnenstandorten ist eine Reduzierung der Entnahmen in direkter Nähe zum Rückhalteraum (Brunnen 2) und ein gezielteres Abfangen der Umströmung des Siedlungsgebietes (Brunnen 3 und 4) zu erkennen. Dadurch werden gleichmäßiger auf die Brunnen verteilte und insgesamt auf 0,557 m^3/s reduzierte Entnahmen möglich.

4.3.3.2 R2q4

Die Optimierungsläufe mit der RSM lieferten derart unbefriedigende Ergebnisse, dass diese Testreihe nach fünf Läufen abgebrochen wurde. Abbildung 4.17 zeigt den mittleren Optimierungsverlauf: Der Median der Optimierungsergebnisse nach 600 Iterationsschritten liegt bei 259 508 KE und damit über dem Ergebnis mit sechs im Standort festgelegten Brunnen aus Kapitel 4.2.3 (184 238 KE). Die mittleren absoluten Abweichungen betragen +8,2% und -10,1%; die nicht befriedigenden Ergebnisse liegen also dicht beisammen. Eine Verbesserung dieser Optimierungsergebnisse kann auch durch weitere 400 Iterationsschritte nicht erreicht werden.

Nach Ausschließen aller potentiellen Fehlerquellen kann der Grund für das Versagen der Response Surface Method in der Unstetigkeit der Zielfunktion festgemacht werden (vgl. Kapitel 4.3.2). Diese Unstetigkeiten liegen in der Diskretisierung der Zielfunktion bei

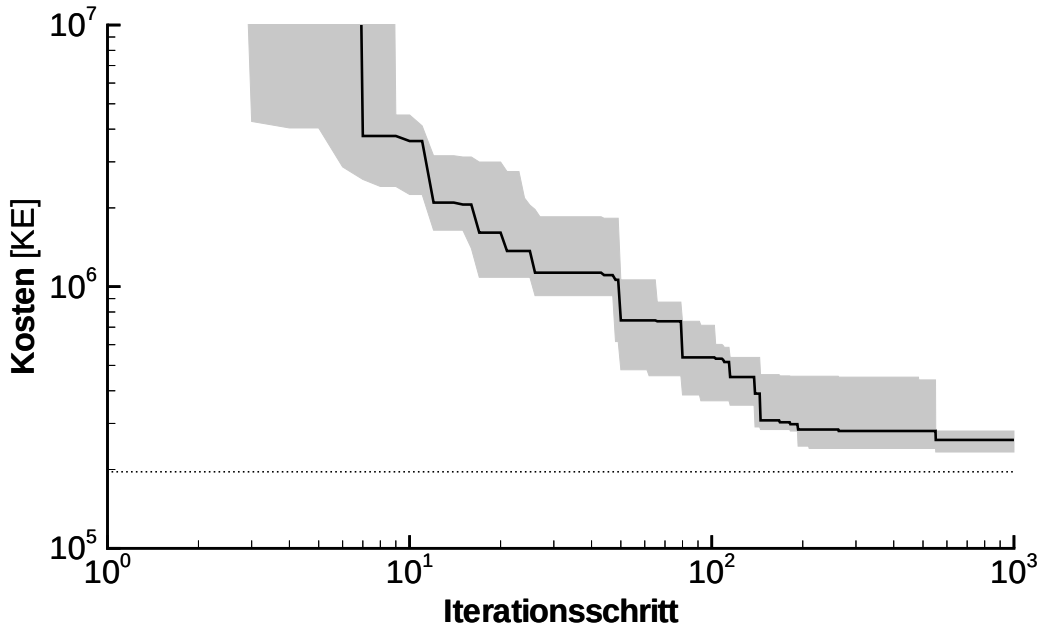


Abb. 4.17: R2q4, Optimierungsverlauf mit RSM: Median und mittlere Abweichungen aus fünf Optimierungsläufen (gepunktet: Optimierungsergebnis der Grundvariante R6 als Referenz)

der Standortberechnung und besonders im Ansatz der Straffunktion für nicht zulässige Standorte. Da die RSM eine stetige, analytische Funktion verwendet, um die Zielfunktion zu approximieren, kann eine gute Anpassung an die bei diesem Optimierungsbeispiel auftretende unstetige Zielfunktion nicht erreicht werden. Aus diesem Grund ist der Optimierungsalgorithmus nicht in der Lage, bis zum Minimum vorzudringen, das bei der vorliegenden Problematik aufgrund der Nebenbedingungen in direkter Nähe zu den Begrenzungen liegt (Kapitel 3.5.7).

In einer weiterführenden Untersuchung wird die Optimierung ohne Einschränkung der Wahl des Standorts durchgeführt. Damit fällt diese Quelle der Unstetigkeiten weg. Eine wesentliche Verbesserung im Optimierungsverhalten konnte jedoch auch diese starke Vereinfachung der Problemstellung nicht bewirken.

Eine Möglichkeit zur Vermeidung der verbliebenen Unstetigkeiten ist eine abstandsgewichtete Verteilung der Entnahmen auf die jeweils naheliegendsten FE-Knoten des Grundwassermodells. Auf diese Weise kann die Zielfunktion eine stetige Form beibehalten; die Verteilung der Entnahmen auf mehrere Knoten bewirkt jedoch eine „Verschmierung“ des Modellergebnisses in den Bereichen um die Grundwasserentnahmen. Der durch numerische Ungenauigkeiten ohnehin schon überschätzte Grundwasserstand im Nahbereich um die Brunnen (Kapitel 3.5.3) wird durch diesen Ansatz weiter in seiner Aussagekraft gemindert. Aus diesem Grund wird von diesem Ansatz in der vorliegenden Arbeit abgesehen.

4.3.4 Bewertung der Optimierungsläufe

Die Optimierungsrechnungen mit DES und RSM unterscheiden sich maßgeblich in ihrem Erfolg. Die zuerst präsentierten Optimierungen mit der DES haben einen guten Iterationsverlauf und gute Optimierungsergebnisse gezeigt. Die Optimierungsrechnungen mit der RSM scheiterten an der gestellten Aufgabe.

Der Vergleich der mittleren Optimierungsläufe (Abbildung 4.18) zeigt, dass beide Optimierungsverfahren bis etwa zum Iterationsschritt 200 einen sehr ähnlichen Fortschrittsverlauf aufweisen. Nach etwa 200 Iterationsschritten nimmt der Fortschritt bei der RSM rapide ab, die DES hingegen kann das Optimierungsergebnis weiter verbessern. Dies offenbart, dass die RSM gerade die Bereiche um das Minimum nicht richtig erfassen kann. Wie oben erläutert, sollte die Anwendung der Response Surface Method auf unstetige Zielfunktionen vermieden werden, auch wenn die Unstetigkeiten lediglich durch eine Diskretisierung der Zielfunktion entstehen.

Die Unstetigkeit der Zielfunktion schränkt – neben der erheblich größeren benötigten Berechnungszeit für einen durchschnittlichen Iterationsschritt (191 Sekunden gegenüber

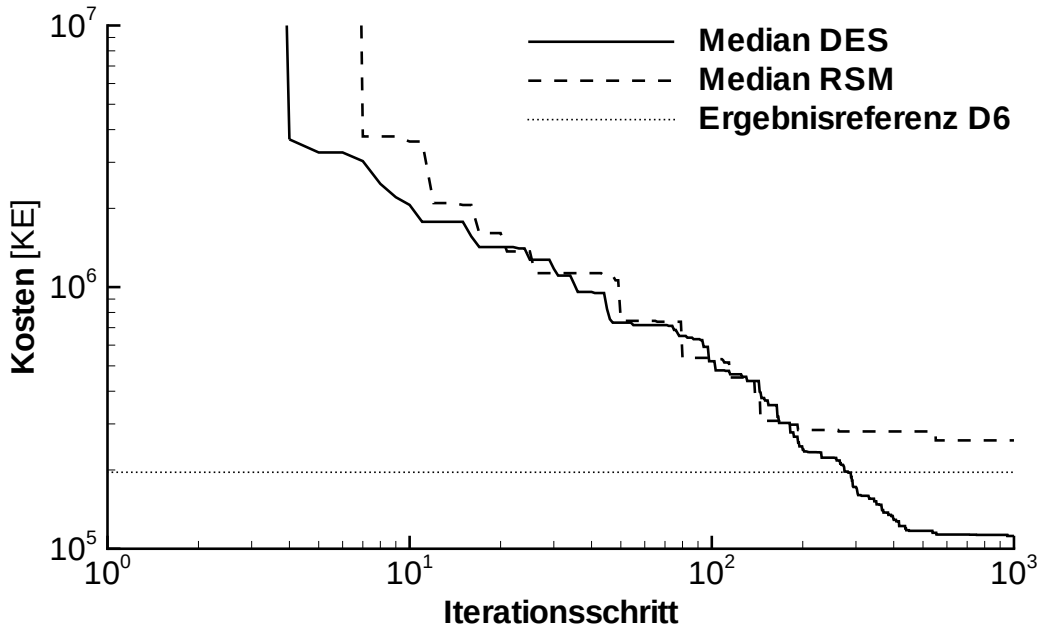


Abb. 4.18: D2q4 und R2q4: Vergleich des Medians der Optimierungsläufe (Optimierungsergebnis der Grundvariante D6 als Referenz)

132 Sekunden für die DES) – die universelle Verwendbarkeit der automatischen Optimierung mit dem RSM-Algorithmus ein. Aus diesem Grund wird die Response Surface Method in den folgenden Optimierungsrechnungen nicht mehr eingesetzt.

Die Optimierungen mit der DES haben gezeigt, dass alle Optimierungsläufe konvergieren und sich in der Bewertung des Optimierungsergebnisses wenig unterscheiden. Im Folgenden wird aus diesem Grund nur noch ein Optimierungslauf pro Parametrisierungsvariante ausgewertet.

4.4 Anwendungsfall Dimensionierung der Grundwasserhaltung an variablen Brunnenstandorten

4.4.1 Aufbau der Parametrisierung

Für den ersten Aufgabentyp, die Dimensionierung, folgt nun ein praxisnaher Anwendungsfall, der sich durch die stärkere Einschränkung der Parameter von den numerischen Experimenten unterscheidet. Zur Vereinfachung der Untersuchungen wurden zeitliche Einschränkungen der Entnahmen in den vorangegangenen Kapiteln 4.2 und 4.3 nicht berücksichtigt. Der für die Bemessung relevante Zeitpunkt für den Beginn der Entnahmen und der Zeitpunkt, an dem die Grundwasserhaltung abgeschaltet wird, können durch folgenden Überlegungen ermittelt werden:

- Die Grundwasserhaltung kann nur dann ihren Zweck erfüllen, wenn der Rückhalteraum geflutet wird. Da die freie Flutung ab einem Rheinwasserstand von 38 müNN stattfindet (Kapitel 2.1), ist das Erreichen dieser Marke der späteste Zeitpunkt, an dem die Grundwasserhaltung ihren Betrieb aufnehmen muss.

  Die Vorwarnzeit für Hochwasserwellen im Rhein liegt in Köln bei etwa drei Tagen. Genauere Wasserstände lassen sich jedoch zur Zeit nur etwa einen Tag im Voraus prognostizieren (IRMA-SPONGE, 2002; STADT KÖLN, 1996). Da mit einer jährlichen Flutung des Rückhalteraums zu rechnen ist (Kapitel 2.1), ist eine genaue Prognose auch kleinerer Hochwasserereignisse für eine Entscheidung über den Betrieb der Grundwasserhaltung wichtig.

  Der früheste Zeitpunkt für den Betriebsbeginn der Grundwasserhaltung liegt demnach etwa einen Tag vor Flutung des Rückhalteraums. Für die in dieser Arbeit verwendete Hochwasserwelle (Abbildung 4.19) können die Entnahmen an den Grundwasserhaltungsbrunnen also frühestens mit dem dreizehnten Simulationstag beginnen.

- Die Grundwasserhaltung kann spätestens zu dem Zeitpunkt abgestellt werden, zu dem sich nach Ablaufen der betrachteten Hochwasserwelle auch ohne Gegenmaßnahmen tolerierbare Grundwasserstände einstellen. In einer Referenzrechnung wurde der 44. Tag als der Zeitpunkt festgestellt, zu dem die Grundwasserhaltung nicht mehr notwendig ist.

  In der Praxis geben Grundwassermessstellen, die zur Überprüfung des Zielgrundwasserstands dienen, Aufschluss über diesen Zeitpunkt (Kapitel 2.4).

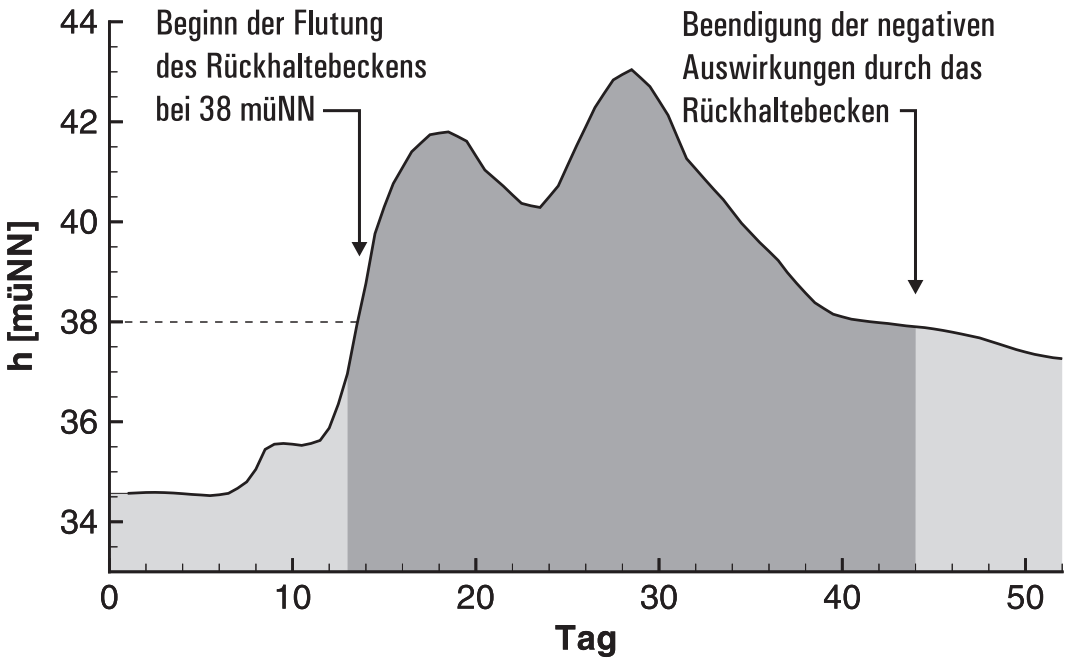


Abb. 4.19: Ganglinie des Rheinwasserspiegels bei Rheinkilometer 707, Einsatzgrenzen für die Grundwasserhaltungsbrunnen

Die im Folgenden vorgestellte Optimierungsrechnung mit einem eingeschränkten Entnahmezeitraum vom dreizehnten bis zum 44. Tag der Simulation A-D2q4 verwendet die oben gefundene, günstigste Parametrisierungsvariante und den Optimierungsalgorithmus DES (D2q4). Als Startpunkt werden die Brunnenstandorte entsprechend D6 gewählt (Abbildung 4.2).

4.4.2 Optimierungsergebnis

Der Iterationsverlauf der Optimierungsrechnung mit der oben erläuterten Parametrisierungsvariante A-D2q4 ist in Abbildung 4.20 dargestellt. Nach etwa 800 Iterationsschritten hat sich der Optimierungsfortschritt so weit reduziert, dass er unter 1% je 100 Iterationsschritten liegt. Das Optimierungsergebnis beträgt nach 800 Iterationsschritten 106 015 KE.

Das Ergebnis fügt sich sowohl in der Kostenbewertung als auch in den Standorten und Entnahmen der Brunnen gut in die Ergebnisse von D2q4 in Kapitel 4.3 ein. Tabelle 4.5 zeigt, dass lediglich die Entnahmen durch die zeitliche Einschränkung im Vergleich leicht erhöht sind. Dies ist auf den reduzierten Vorlauf der Grundwasserhaltung vor der Flutung des Rückhalteraums zurückzuführen.

Abbildung 4.21 zeigt die Ausgangspositionen der Grundwasserhaltungsbrunnen (weiße Punkte) und die optimierten Standorte (schwarze Punkte). Die Brunnen verschieben sich

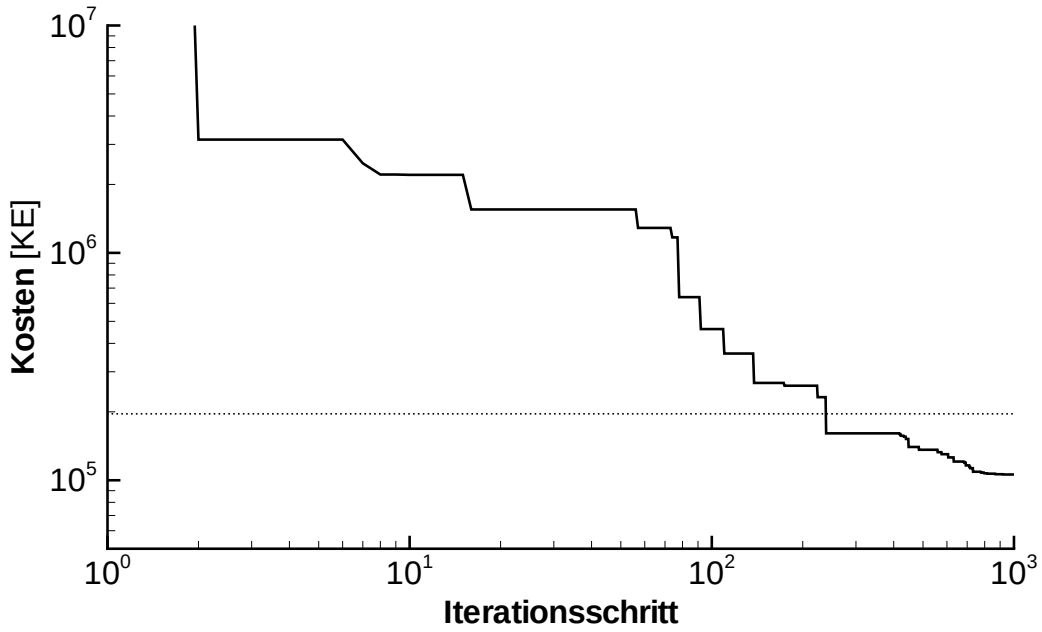


Abb. 4.20: A-D2q4: Iterationsverlauf (gepunktet: Optimierungsergebnis der Grundvariante D6 als Referenz)

im Uhrzeigersinn um das zu schützende Gebiet herum: Brunnen 1 hält den Grundwasserstand im zentralen Bereich, Brunnen 2 fängt die Erhöhung der Grundwasserdruckhöhe durch den gefluteten Rückhalteraum ab. Die südwestlichen Bereiche des Siedlungsgebiets werden von Brunnen 3 geschützt. Der durch die Flutung des Rückhalteraums erhöhte Zustrom an Grundwasser durch das Gebiet des Bruchs wird von Brunnen 4 abgefangen. Brunnen 5 und 6 halten den Grundwasserstand in den schon etwas erhöht liegenden Ortsteilen im Westen des Worringer Bruchs.

Durch die Einschränkung des Entnahmezeitraums wird in dieser Optimierungsrechnung ein realistischer Rahmen für den Betrieb der Grundwasserhaltung vorgegeben. Insgesamt werden die vorherigen Untersuchungen (D2q4) durch die Ergebnisse der Optimie-

Tab. 4.5: A-D2q4: Optimierungsergebnis eines charakteristischen Optimierungslaufs

Brunnen	1	2	3	4	5	6
Entnahmen in m^3/s	0,098	0,145	0,150	0,098	0,086	0,083
West-Ost-Verschiebung in m	93,8	59,8	-105,8	-268,6	–	–
Süd-Nord-Verschiebung in m	-72,6	-237,4	-77,8	65,4	–	–

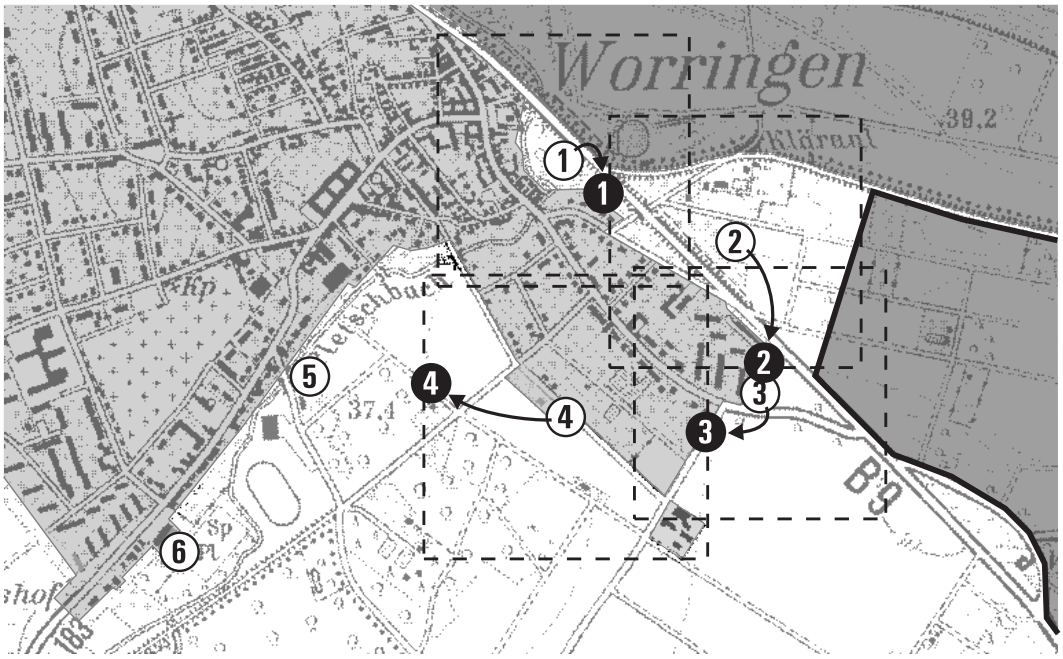


Abb. 4.21: A-D2q4: Ergebnis der Optimierungsrechnung mit DES, Brunnenstandorte, (weiß: Ausgangspositionen, schwarz: optimierte Positionen), Grenzen der Positionierungsbereiche (gestrichelt) und überflutetes Rheinvorland sowie Rückhaltebecken (grau hinterlegt)

rungsrechnung bestätigt. Die konstante Entnahme über einen pauschal für alle Brunnen gleichen Zeitraum ist ein einfacher Ansatz, der Potential für eine weitere Optimierung vermuten lässt. Ein weiterführender Ansatz, die individuelle, zeitlich flexible Entnahme an den Brunnen innerhalb der oben gefundenen zeitlichen Grenzen, wird im Folgenden entwickelt.

4.5 Optimierung zeitlich variabler Entnahmemengen an festen Brunnenstandorten

4.5.1 Allgemeines

In einem ersten Schritt werden für den zweiten Aufgabentyp, den Betrieb, im Folgenden die in Kapitel 3.4.4 vorgestellten unterschiedlichen Parametrisierungsvarianten für zeitlich variable Entnahmemengen an den Brunnen der Grundwasserhaltung untersucht.

Zeitlich veränderliche Fördermengen bieten die Möglichkeit, die Grundwasserhaltung an die sich mit der Zeit verändernden Anforderungen anzupassen. Angesichts der schon für 14 Parameter benötigten großen Anzahl von Iterationsschritten bei den vorangegangenen Optimierungsrechnungen muss einer möglichst geringen Anzahl von zusätzlich benötigten Parametern eine besondere Beachtung geschenkt werden. Zudem sollten stark schwankende Entnahmemengen vermieden werden, da die errechneten Grundwasserent-

nahmen an den Brunnen nachgefahren werden müssen, in der Praxis jedoch ein nur begrenzt großer Aufwand für deren Regelung betrieben werden kann.

Um einen Vergleich mit den Optimierungsrechnungen der Kapitel 4.2 und 4.3 ziehen zu können, wird der gesamte Simulationszeitraum als möglicher Entnahmezeitraum angesetzt.

Im Folgenden werden Optimierungsrechnungen mit den in Kapitel 3.4.4 vorgestellten zeitlichen Parametrisierungsverfahren mit $\tau 1$- und $\tau 2$-Funktion sowie mit Bézierfunktion erläutert und einander gegenübergestellt. Die Position der Brunnen entspricht denen in der Grundvariante D6 und ist bei diesen Optimierungsläufen nicht veränderlich. Ausgangskonfiguration der Grundwasserhaltung ist analog zu Kapitel 4.2 die konstante Entnahme von 0,05 m^3/s über den gesamten Simulationszeitraum an allen Brunnen. Als Optimierungsalgorithmus wird die Derandomized Evolutionary Strategy (DES) verwendet.

4.5.2 Ergebnis der Optimierungsläufe

4.5.2.1 D6τ1

Der in Abbildung 4.22 dargestellte Iterationsverlauf zeigt den Gang der Optimierung bei Verwendung der $\tau 1$-Parametrisierung für 1200 Iterationsschritte. Durch die Einschrän-

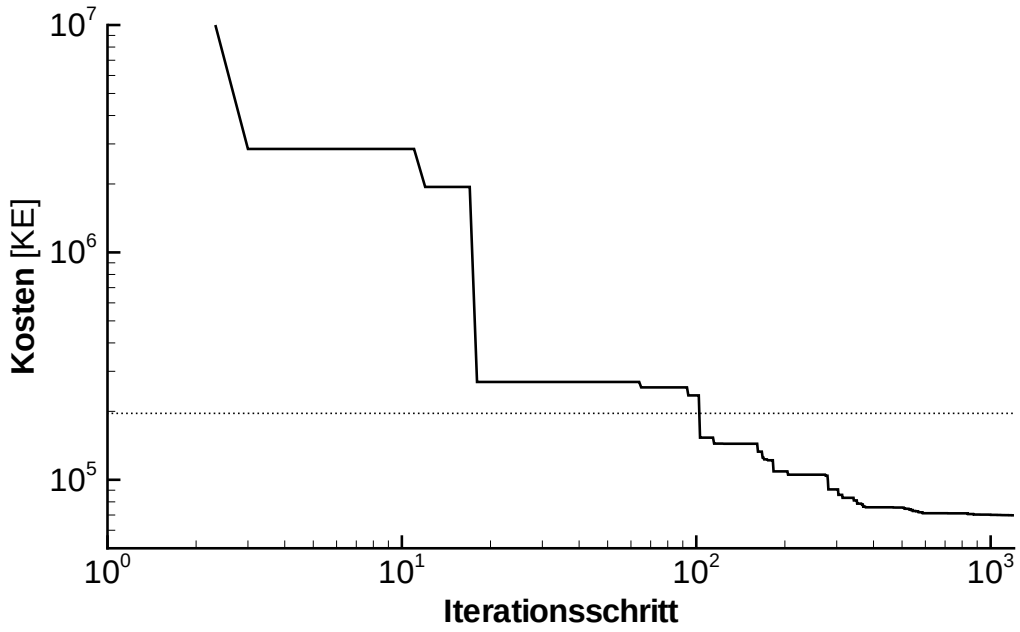


Abb. 4.22: D6τ1: Iterationsverlauf der Optimierungsrechnung mit DES (gepunktet: Optimierungsergebnis der Grundvariante D6 als Referenz)

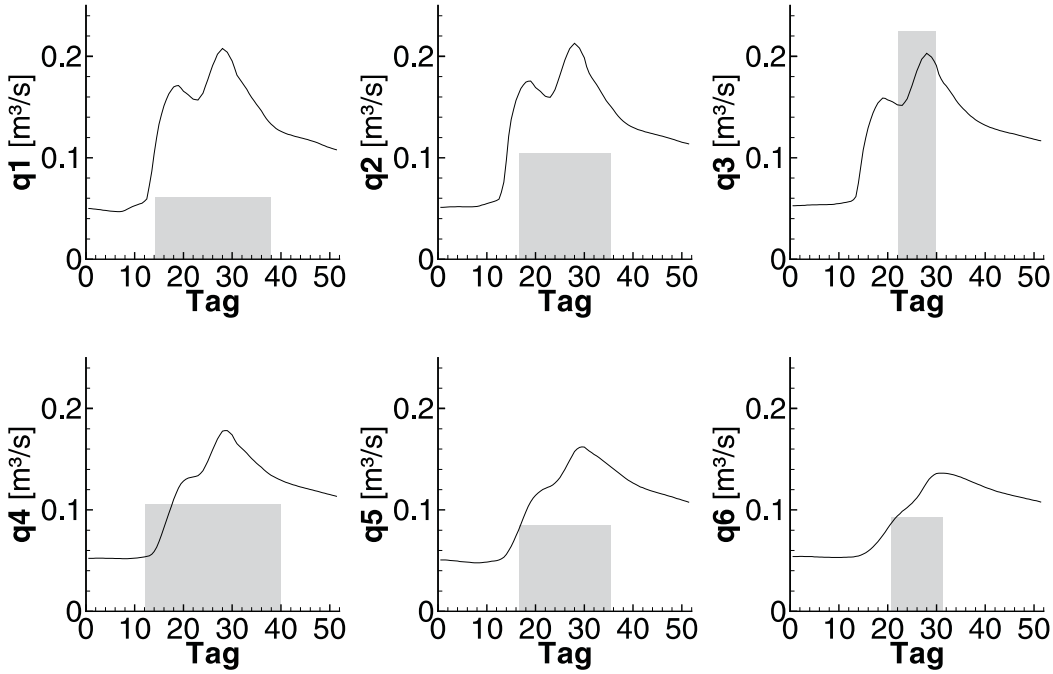


Abb. 4.23: D6τ1: Zeitlicher Verlauf der mit DES optimierten Entnahmen q an den Brunnen 1 bis 6, qualitative Darstellung des Grundwasserpotentials am Standort des jeweiligen Brunnens ohne Grundwasserhaltung

kung der Entnahmedauer werden, im Vergleich zu den Optimierungsläufen der Grundvariante D6, Konfigurationen mit beachtlich niedrigeren Kostenbewertungen möglich. Durch die größere Anzahl von Parametern benötigt der Optimierungsalgorithmus jedoch eine größere Zahl von Iterationsschritten. Der Optimierungserfolg ist im Vergleich größer – sowohl im Verlauf der Optimierung, als auch in ihrem Endergebnis.

Nach 800 Iterationsschritten wird ein Optimierungsergebnis mit Kosten von 71 3016 KE erreicht. In den folgenden 400 Iterationsschritten kann sich dieses Ergebnis nur noch um 2,1% auf 69 816 KE verbessern. Der Optimierungslauf ist nach 800 Iterationsschritten so weit zum Minimum vorgedrungen, dass die Skalierungsfaktoren sehr klein werden, den Suchraum stark eingrenzen und die Variabilität der Brunnenkonfigurationen aus diesem Grund abnimmt. Aus wirtschaftlicher Sicht müsste dieser Optimierungslauf schon nach etwa 800 Iterationsschritten abgebrochen werden, da abzusehen ist, dass sich darüber hinaus keine wesentliche Verbesserung des Optimierungsergebnisses erzielen lässt. Um einen Vergleich mit den anderen Verfahren zur Zeitparametrisierung anstellen zu können, wird jedoch für alle Optimierungsläufe mit einheitlich 1200 Iterationsschritten gerechnet.

Die in der Menge und im zeitlichen Verlauf optimierten Entnahmen sind in den Diagrammen der Abbildung 4.23 dargestellt. Qualitativ wird im Hintergrund als Refenrenz die

Höhe des Grundwasserpotentials ohne Grundwasserhaltung gezeigt.

Die Betriebszeit der Brunnen verringert sich auf acht bis 28 Tage. Dies bewirkt eine starke Reduzierung der Förderkosten. Im Vergleich zu der Optimierung ohne zeitliche Variabilität fällt besonders Brunnen 3 auf, der bei stark gesteigerten Entnahmen nur noch wenige Tage in Betrieb ist. Auch die im Vergleich zur Grundvariante D6 doppelt so großen Entnahmen von Brunnen 5 und 6 sind stark in ihrer Betriebszeit eingeschränkt. Wenn der höchste Hochwasserscheitel der zweischeitligen Hochwasserwelle im Rückhalteraum eintrifft (Tag 29), sind alle Brunnen in Betrieb. Bis auf Brunnen 4 werden alle Brunnen schon kurze Zeit nach dem ersten Absinken des Referenzgrundwasserstands abgeschaltet.

Die mit der $\tau 1$-Funktion im Simulationszeitraum zentriert angeordneten Entnahmezeiten können durch den Ansatz der $\tau 2$-Parametrisierung unsymmetrisch angesetzt werden; dies wird im Folgenden vorgestellt.

4.5.2.2 D6τ2

Der Optimierungslauf der Parametrisierungsvariante D6τ2 erreicht mit 1200 Iterationsschritten eine Kostenbewertung von 65 653 KE (Abbildung 4.24). Damit wird das Optimierungsergebnis von D6τ1 um etwa 6% unterschritten. Aufgrund der durch die jeweils zusätzliche Variable $\tau 2$ auf 18 erhöhten Anzahl von Parametern benötigt die Parametrisierungsvariante D6τ2 1200 Iterationsschritte.

Die optimierten Entnahmen an den Brunnen (Abbildung 4.25) zeigen, dass auf eine Entnahme an Brunnen 1 und 2 verzichtet werden kann, wenn die übrigen Brunnen mit großen, aber zeitlich stark begrenzten Entnahmen betrieben werden. Brunnen 3 übernimmt die Grundwasserhaltung für den gesamten östlichen Ortsteil von Worringen. Dieser wird unterstützt durch erhöhte Entnahmen von Brunnen 4 im zentralen Bereich. Im Vergleich mit der Grundvariante D6 weisen auch die Brunnen 5 und 6 stark erhöhte Entnahmemengen auf.

Auffällig ist, dass alle Brunnen mit Entnahmen am Simulationstag 29 laufen – dem Tag mit dem höchsten Pegelstand im Rhein. Brunnen 4 und 5 halten den Grundwasserstand schon vor dem Eintreffen der Hochwasserwellen niedrig, um so Volumen für das zuströmende Grundwasser unterhalb des maximal tolerierbaren Wasserstands zu schaffen. Brunnen 3, direkt zwischen Worringen und dem Rückhalteraum gelegen, reagiert mit wenig Verzögerung auf das durch die Flutung des Rückhaltraums erhöhte Potential im Grundwasser. Brunnen 6 liegt am weitesten vom Rhein und vom Rückhalteraum entfernt und beginnt verzögert mit der Grundwasserhaltung. Da in diesem Gebiet ungespannte Grundwasserverhältnisse vorliegen, bei denen die Ausbreitung hohen Grundwasser-

drucks wesentlich langsamer vor sich geht als in Gebieten mit gespanntem Grundwasser. Dies ist auch in der Reaktion des dortigen Grundwasserspiegels ohne Grundwasserhaltung zu erkennen.

4.5.2.3 D6tb

Die Optimierung der mit Bézierkurven festgelegten Entnahmemengen hat – ebenso wie die vorhergehende Parametrisierungsvariante – 18 Parameter. Die Optimierung hat zunächst einen geringen Optimierungsfortschritt (Abbildung 4.26), da die Bézierkurven ein breites Spektrum von Entnahmekurven ermöglichen und gute „Zufallstreffer“ zunächst entsprechend selten sind. Außerdem beeinflusst jeder Punkt einer Bézierkurve die gesamte Kurve (Kapitel 3.4.4): Wenn eine der drei Bézierpunktkoordinaten verändert wird, wirkt sich dies auf die Entnahmen zu jedem Zeitpunkt aus. Nach 1200 Iterationsschritten ist die Linie des Optimierungsverlaufs abgeflacht und die Iterationsergebnisse sind klein geworden: Das Optimierungsergebnis liegt bei 67 842 KE.

Auch bei der Parametrisierungsvariante D6tb mit Bézierkurven gibt es keine Entnahme an Brunnen 1. Durch relativ kleine maximale Entnahmen wird die Einhaltung des Grundwasserhaltungsziels mittels einer Ausweitung der Entnahmezeiträume erreicht. Zusätzlich wird an allen Brunnen mit relativ geringen Entnahmen eine Absenkung der Grundwasserdruckhöhe vor Eintreffen des höchsten Hochwasserscheitels im Grundwasser vor-

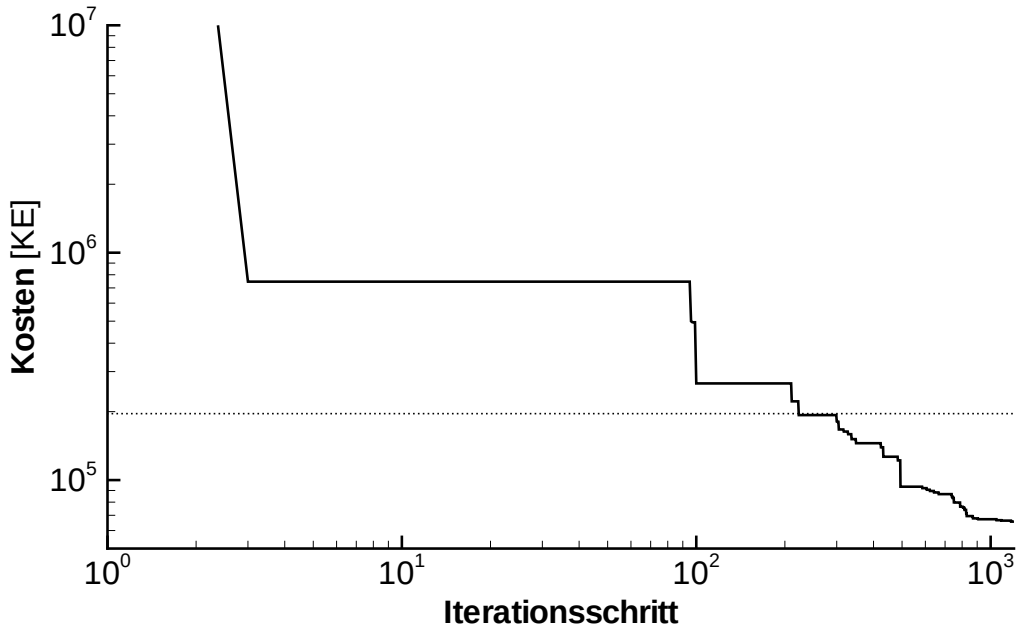


Abb. 4.24: D6τ2: Iterationsverlauf der Optimierungsrechnung mit DES, gepunktet: Optimierungsergebnis der Grundvariante D6 als Referenz)

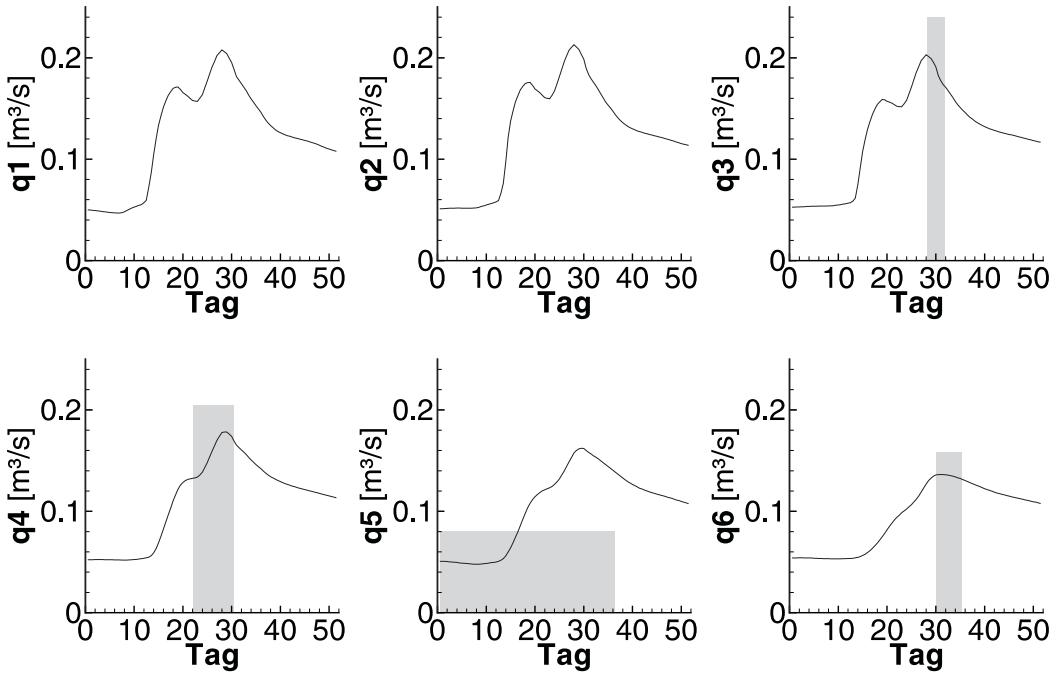


Abb. 4.25: D6τ2: Zeitlicher Verlauf der mit DES optimierten Entnahmen q an den Brunnen 1 bis 6, qualitative Darstellung des Grundwasserpotentials am Standort des jeweiligen Brunnens ohne Grundwasserhaltung

genommen und damit Entnahmevolumen im kritischen Zeitraum zwischen Tag 28 und Tag 32 eingespart.

4.5.3 Vergleich der Optimierungsrechnungen

Die Optimierungsergebnisse zeigen, dass alle drei Parametrisierungsverfahren eine erhebliche Verbesserung der Grundwasserhaltung erlauben. Im Vergleich zur Grundvariante D6 (Kapitel 4.2) weisen die Optimierungsergebnisse nur etwa ein Drittel der Kosten auf. Abbildung 4.28 zeigt den Iterationsverlauf der drei Optimierungsrechnungen, sowie als Referenz das Optimierungsergebnis der Grundvariante D6.

Im Vergleich der Optimierungsläufe mit unterschiedlicher Parametrisierung des zeitlichen Verlaufs der Entnahmen zeigt sich, dass der einfache Ansatz τ1 – mit zwei Parametern pro Brunnen – mit wenigen Iterationsschritten einen guten Optimierungserfolg verspricht. Im Optimierungsergebnis kann mit diesem Ansatz jedoch aufgrund seiner symmetrischen Entnahmegrenzen eine nur wenig an die Problemstellung angepasste Lösung gefunden werden. Zudem liefert dieser Ansatz nach 1200 Iterationsschritten das schlechteste Optimierungsergebnis.

Das beste Optimierungsergebnis wird von D6τ2 erreicht. Es liegt allerdings erst nach

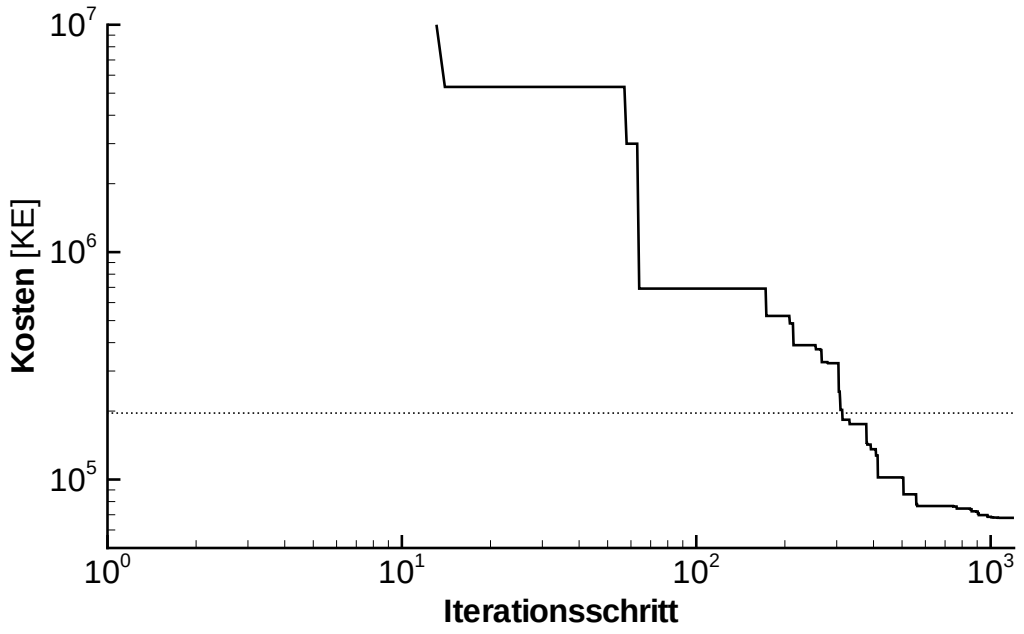


Abb. 4.26: D6tb: Iterationsverlauf der Optimierungsrechnung mit DES (gepunktet: Optimierungsergebnis der Grundvariante D6 als Referenz)

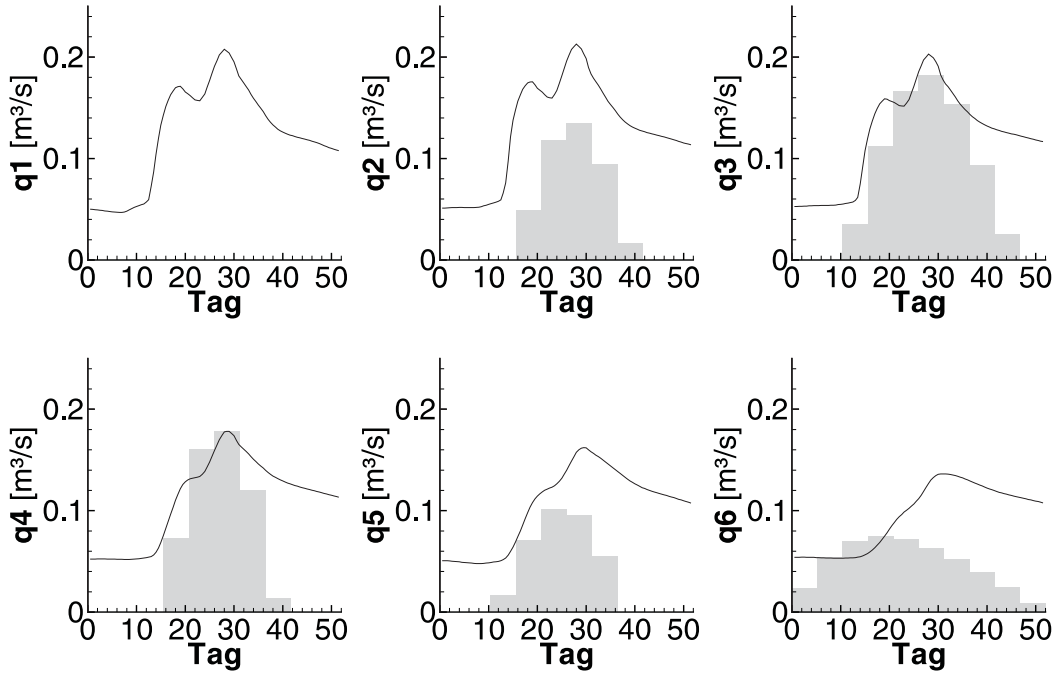


Abb. 4.27: D6tb: Zeitlicher Verlauf der mit DES optimierten Entnahmen q an den Brunnen 1 bis 6, qualitative Darstellung des Grundwasserpotentials am Standort des jeweiligen Brunnens ohne Grundwasserhaltung

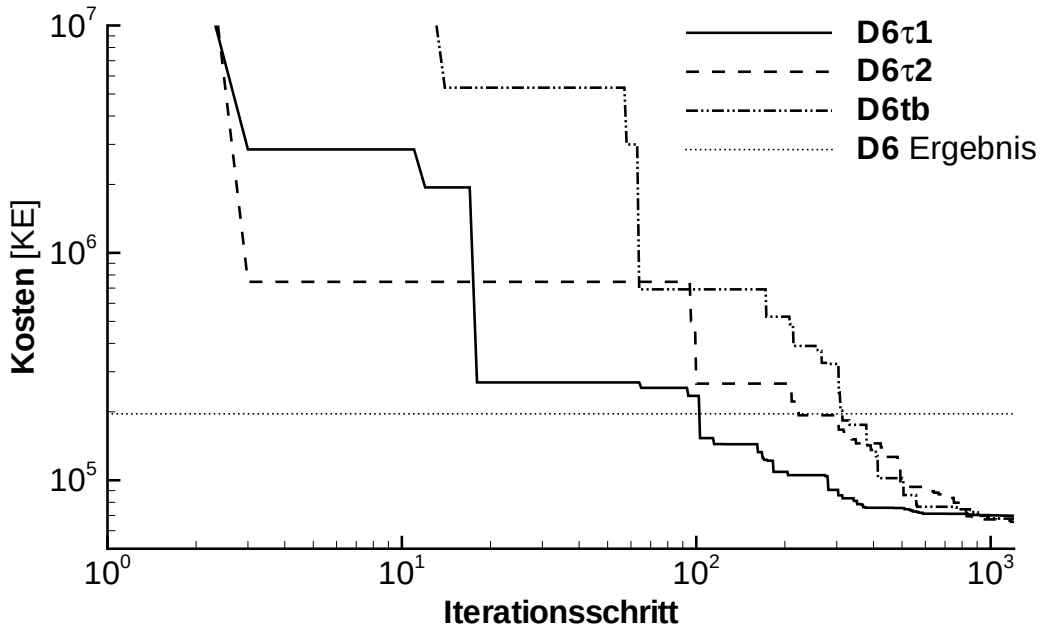


Abb. 4.28: D6t: Optimierungsläufe mit DES, Iterationsverläufe mit zeitlich variablen Entnahmemengen im Vergleich (Optimierungsergebnis der Grundvariante D6 als Referenz)

Iterationsschritt 850 unter dem von D6τ1, da Letzteres sich von hier an kaum noch verbessert.

Die Parametrisierung der Entnahme auf Basis von Bézierkurven erweist sich als grundsätzlich praktikabel, im Optimierungsergebnis jedoch dem der τ2-Parametrisierung (welche die gleiche Anzahl von Parametern verwendet) unterlegen. Zudem sind die Optimierungsergebnisse aufgrund des höheren Aufwands für die Entnahmeregelung schwieriger in die Praxis umzusetzen. Insgesamt betrachtet wird durch die Grundwasserhaltung eine größere Menge Grundwasser über einen längeren Zeitraum gefördert als bei der Parametrisierungsvariante D6τ2. Da die Förderhöhen vor der Hochwasserwelle kleiner und die Verlusthöhen für kleine Fördermengen geringer sind, ergibt sich trotz größerer insgesamt geförderter Mengen ein nur kleiner Unterschied in den Optimierungsergebnissen.

Der Beginn der Entnahmen startet maximal drei Tage vor dem Eintreffen der Hochwasserwelle; zu einem Zeitpunkt also, zu dem das Auftreten einer Hochwasserwelle mit den heutigen Mitteln prognostiziert werden kann (Kapitel 4.4.1).

Die Optimierungsergebnisse von D6τ1 und D6τ2 zeigen sehr große Entnahmemengen über einen kurzen Zeitraum. Diese eignen sich nur wenig für eine Umsetzung in die Praxis: Die Kosten für den Bau eines Brunnens, der diese Mengen liefern kann, sind bei der Optimierung nicht berücksichtigt worden. Eine wirtschaftliche Nutzung dieser An-

lage lässt sich bei den sehr kurzen Betriebszeiten sicherlich nicht erreichen. Aus diesem Grund sollten beim Einsatz dieser Zeitparametrisierungsmethoden stärkere Restriktionen gesetzt werden.

Für die weiteren Untersuchungen wird – vor allem, weil die Berechnung einer größeren Anzahl von Iterationsschritten möglich ist – die Parametrisierung mit der $\tau 2$-Funktion und drei Parametern pro Brunnen gewählt.

Als nächster Schritt werden im folgenden Abschnitt die zeitlich variablen Entnahmemengen mit einer variablen Brunnenstandortwahl kombiniert.

4.6 Optimierung zeitlich variabler Entnahmemengen an variablen Brunnenstandorten

4.6.1 Aufbau

Für den zweiten Aufgabentyp, den Betrieb, werden in einem zweiten Schritt zeitlich variable Entnahmemengen mit variablen Brunnenstandorten kombiniert. Die im Folgenden vorgestellte Optimierung orientiert sich an den Optimierungsläufen D2q4 aus Kapitel 4.3 mit vier über kartesische Koordinaten positionierten Brunnen. Die zeitlich variablen Entnahmen werden mit der $\tau 2$-Parametrisierung formuliert.

Für die vier im Standort variablen Brunnen werden jeweils 5 Parameter (x, y, q, $\tau 1$ und $\tau 2$) benötigt; für die zwei Brunnen mit festem Standort entfallen die Parameter x und y. Insgesamt ergeben sich 26 Parameter für die Formulierung einer Grundwasserhaltungskonfiguration. Als Ausgangssituation werden die Standorte der Grundvariante D6 und eine konstante Entnahme an den Brunnen von 0,05 m^3/s über den gesamten Simulationszeitraum angesetzt.

4.6.2 Ergebnis der Optimierungsrechnung

4.6.2.1 D2q4τ2

Der Optimierungsfortschritt mit 26 Parametern ist sehr langsam (Abbildung 4.29). Auch nach 2000 Iterationsschritten hat der Optimierungsfortschritt nur wenig abgenommen. Das Optimierungsergebnis liegt nach 1200 Iterationsschritten bei noch 119 473 KE und nach 2000 Schritten bei 106 274 KE. Der Bereich um das Minimum, das in der Kostenbewertung noch unter dem Ergebnis des Optimierungslaufs D6qτ2 (65 653 KE) liegen müsste, ist damit jedoch bei weitem nicht erreicht.

Der Optimierungslauf mit 2000 Iterationsschritten erfordert mehr als drei Tage (76 h) Berechnungszeit (Kapitel 4.1). Das Auffinden des Optimums mit der Berechnung einer hinreichenden Zahl von weiteren Iterationsschritten ist aufgrund der dazu erforderlichen

Rechenzeit in der Praxis wenig sinnvoll.

Die angestrebte maximale Rechenzeit für eine Optimierung variabler Entnahmemengen an variablen Brunnenstandorten kann unter den bestehenden Voraussetzungen nur durch eine Reduzierung der Parameterzahl erreicht werden. Dazu können prinzipiell zwei Wege eingeschlagen werden:

- Ein neuer Ansatz zur Parametrisierung der Entnahmen bzw. des Standortes mit einer geringeren Anzahl von Parametern (ohne Verlust an relevanter Gestaltungsfreiheit) muss gefunden werden.
- Die Optimierung wird in mehrere Phasen unterteilt, in denen jeweils nur ein Teil der Parameter variiert wird.

Da eine wesentlich weniger aufwändige Parametrisierung nicht bekannt ist (siehe Kapitel 3.4.4), wird im Folgenden eine geeignete Einteilung von Optimierungsphasen vorgenommen:

In dem in Kapitel 4.3 vorgestellten Optimierungslauf D2q4 wird ein gutes Ergebnis (113 313 KE) schon nach etwa 600 Iterationsschritten erreicht. Werden die Standorte der Brunnen nun festgehalten und nur noch die Parameter für den zeitlichen Verlauf der Entnahmen variiert, so kann das Ergebnis der Parametrisierungsvariante D2q4 als Grundlage für eine Optimierungsrechnung über weitere 600 Iterationsschritte verwendet werden. Diese Kombination der Parametrisierungsvarianten wird im Folgenden

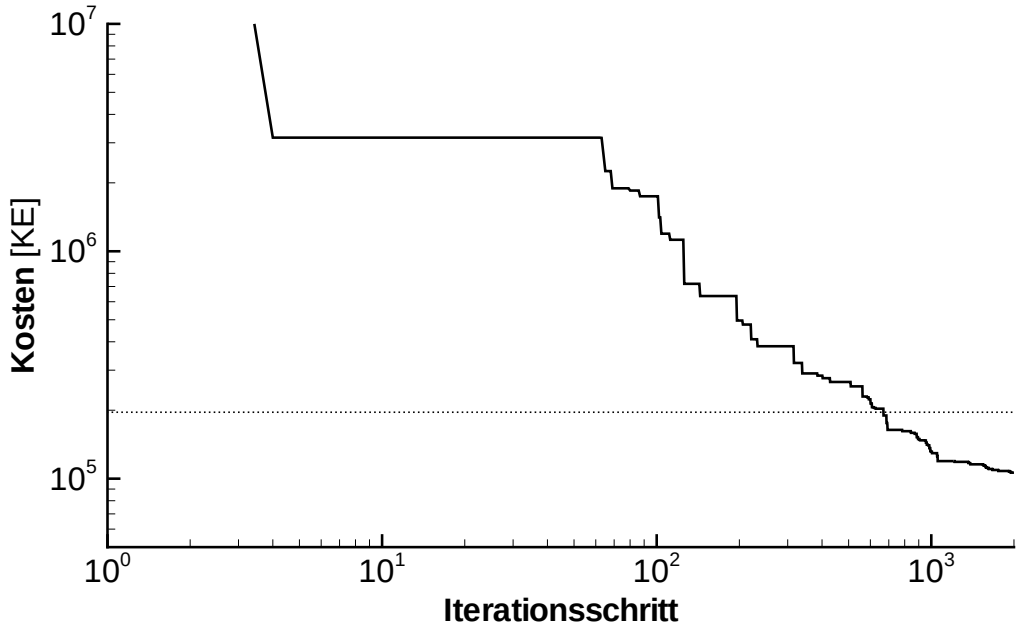


Abb. 4.29: D2q4τ2: Iterationsverlauf einer Optimierungsrechnung mit DES (gepunktet: Optimierungsergebnis der Grundvariante D6 als Referenz)

D2q4/6τ2 bezeichnet.

4.6.2.2 D2q4/6τ2

Der Optimierungsfortschritt der Parametrisierungsvariante D2q4/6τ2 wird in Abbildung 4.30 dargestellt. Dieser Optimierungslauf startet mit dem nach 600 Iterationsschritten erreichten Optimierungsergebnis von D2q4. Nach 600 Schritten der zweiten Optimierungsphase – bei Iterationsschritt 1200 – ist dieses Ergebnis um 72,8% auf 30 877 KE verbessert worden. Damit ist die Kostenbewertung der kombinierten Optimierung aus D2q4 und D6τ2 nur knapp halb so groß (47%) wie die des Optimierungslaufs einzig mit τ2-Parametrisierung.

Abbildung 4.31 zeigt die optimierten Entnahmekurven für die sechs Grundwasserhaltungsbrunnen vor der Ganglinie des Grundwasserstands ohne Betrieb der Grundwasserhaltung. Im Vergleich zu den Ergebnissen der Parametrisierungsvariante D6τ2 fällt auf, dass alle – nun im Standort optimierten – Brunnen betrieben werden. Durch die bessere Verteilung der Brunnen lässt sich das Ziel der Grundwasserhaltung nun auch mit geringeren Entnahmemengen erzielen. Dies reduziert die Energiekosten für die Hebung und den Transport des Wassers. Während Brunnen 3 besonders zur Zeit des höchsten Grundwasserstands die Druckhöhe reduziert, wird der Grundwasserstand durch die Brunnen 1, 2, 4, und 5 schon im Vorfeld der Hochwasserwellen lang anhaltend gesenkt. Da die Grundwasserpotentiale im Hinterland zeitlich verzögert auf das Hochwasser im Rhein reagieren beginnt auch die Betriebszeit von Brunnen 6 später.

4.6.3 Bewertung der Optimierungsläufe

Die Optimierungsläufe für zeitlich variable Entnahmen an variablen Brunnenstandorten zeigen, dass eine steigende Anzahl zu optimierender Parameter den Optimierungsfortschritt überproportional verlangsamt. Eine Beschleunigung und sehr gute Optimierungsergebnisse lassen sich mit einer Aufteilung des Optimierungslaufs in zwei Phasen erreichen, in denen jeweils nur einige Parameter optimiert werden, während die übrigen Parameter festgehalten werden: Nach einer Optimierung der Brunnenstandorte wird in der zweiten Phase der zeitliche Verlauf der Entnahmen optimiert.

Das Auffinden des absoluten Minimums kann nur für eine Optimierung mit allen Parametern – und folglich mit einer sehr großen Anzahl von Iterationsschritten – garantiert werden. Die Aufteilung in mehrere Phasen bedeutet jedoch, dass ein gutes Optimierungsergebnis nur auf Grundlage des Resultats der vorhergehenden Optimierungsphase erreicht werden kann: Die Optimierungsläufe der unterschiedlichen Phasen können nur das jeweilige Optimum mit den jeweils variierbaren Parametern auf Grundlage der vorhergehenden Phase finden. Mit der Aufsplittung in mehrere Phasen bleibt das Endergeb-

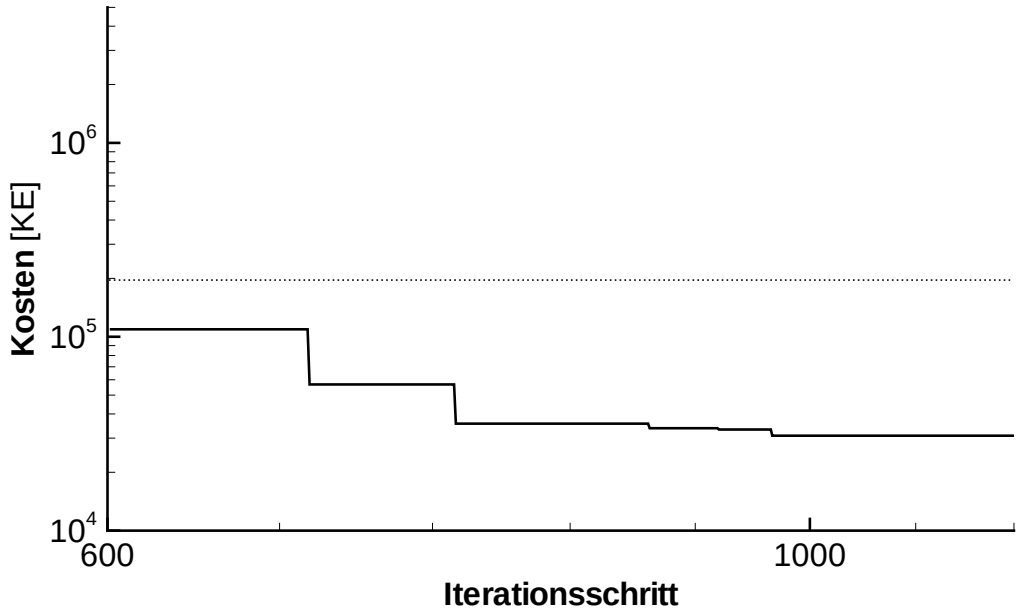


Abb. 4.30: D2q4/6τ2: Iterationsverlauf einer Optimierungsrechnung mit DES (gepunktet: Optimierungsergebnis der Grundvariante D6 als Referenz)

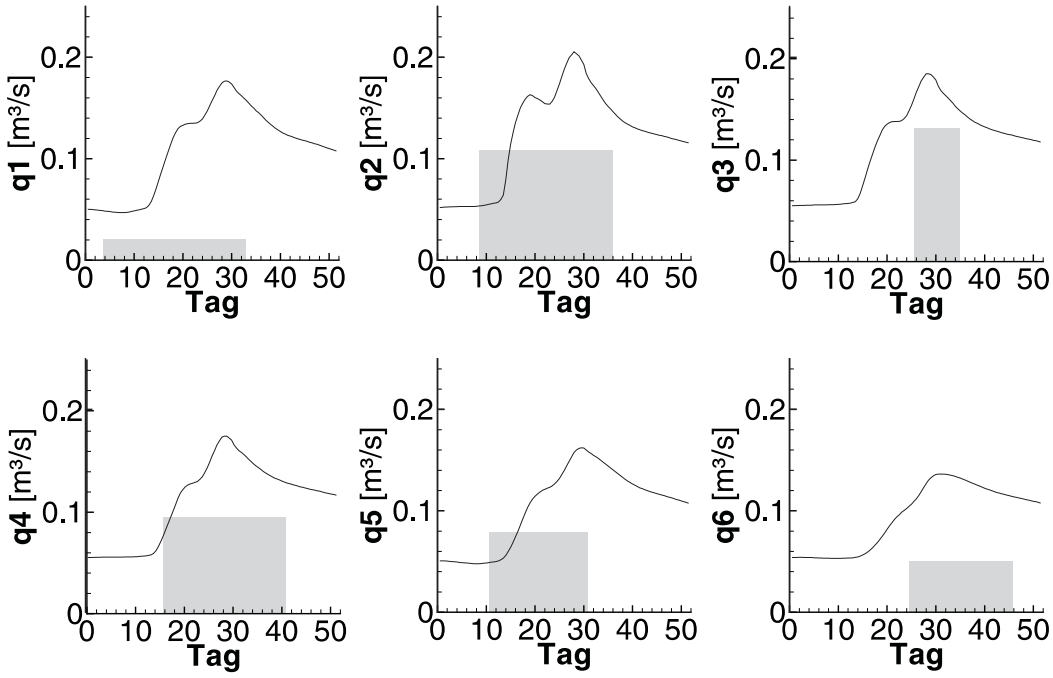


Abb. 4.31: D2q4/6τ2: Zeitlicher Verlauf der mit DES optimierten Entnahmen q an den Brunnen 1 bis 6, qualitative Darstellung des Grundwasserpotentials am Standort des jeweiligen Brunnens ohne Grundwasserhaltung

nis der Optimierung also von den in jeder Phase gefundenen Optimierungsergebnissen abhängig. Auch bei einem iterativen Vorgehen, der abwechselnden Optimierung unterschiedlicher Parametergruppen, kann für eine nicht konvexe Funktion keine Garantie für das Auffinden des absoluten Minimums gegeben werden (BRONSTEIN & SEMENDJAJEW, 1997). Dies ist auch dann nicht der Fall, wenn die Zahl der Iterationsschritte sehr groß wird. Es bleibt jedoch festzuhalten, dass dennoch ein sehr gutes Optimierungsergebnis gefunden wurde, das ohne die Anwendung der automatischen Optimierung nur mit extrem hohem Aufwand erreichbar wäre. Die automatische Optimierung auf der Basis von numerischen Grundwassermodellen erweist sich also als erfolgreiches, wirtschaftliches Planungswerkzeug.

4.7 Anwendung der Betriebsoptimierung von Grundwasserhaltungsbrunnen an variablen Brunnenstandorten

4.7.1 Aufbau der Optimierung

Für den zweiten Aufgabentyp, den Betrieb, folgt nun eine praxisnahe Anwendungsrechnung, die sich – analog zur Optimierungsrechnung in Kapitel 4.4 – durch die stärkere Beschränkung der Parameter von den numerischen Experimenten unterscheidet.

Aufbauend auf die in Kapitel 4.6 ermittelte Vorgehensweise basiert die nun folgende Anwendung der Optimierung auf dem mit 800 Iterationsschritten erreichten Optimierungsergebnis von A-D2q4 (Kapitel 4.4). Die Standorte der Brunnen aus dem Optimierungsergebnis werden als feste Standorte vorgegeben; die optimierten Entnahmemengen aus der Dimensionierung werden als Startbelegung und Obergrenze für die nachfolgende Optimierung verwendet. Startbelegung der τ-Parameter ist jeweils Null, also die Entnahme über den gesamten zugelassenen Zeitraum zwischen Polderflutung (Tag 13) und Ende der negativen Auswirkungen der Rückhalteraumflutung (Tag 44).

Aufgrund des stark eingeengten Suchraums und der anzunehmenden Nähe zum Optimum wird der Startwert für die parameterweisen Skalierungsfaktoren (Kapitel 3.6.2) für den folgenden Optimierungslauf von 1,0 auf 0,1 reduziert. Damit wird die Suche nach dem Optimum zu Beginn der Optimierung auf einen engeren Bereich eingegrenzt.

4.7.2 Optimierungsergebnis

Der Verlauf der Optimierungsrechnung ist in Abbildung 4.32 dargestellt: Beginnend mit dem Ergebnis von A-D2q4 (106 015 KE) benötigt der Optimierungsalgorithmus 500 Iterationsschritte um dieses Ergebnis zu verbessern. Nach weiteren 500 Iterationsschritten hat sich der Optimierungsfortschritt erheblich reduziert. Die Optimierung wird nach 1100 Iterationsschritten abgebrochen und erreicht ein Ergebnis von 80 040 KE. Damit wird das

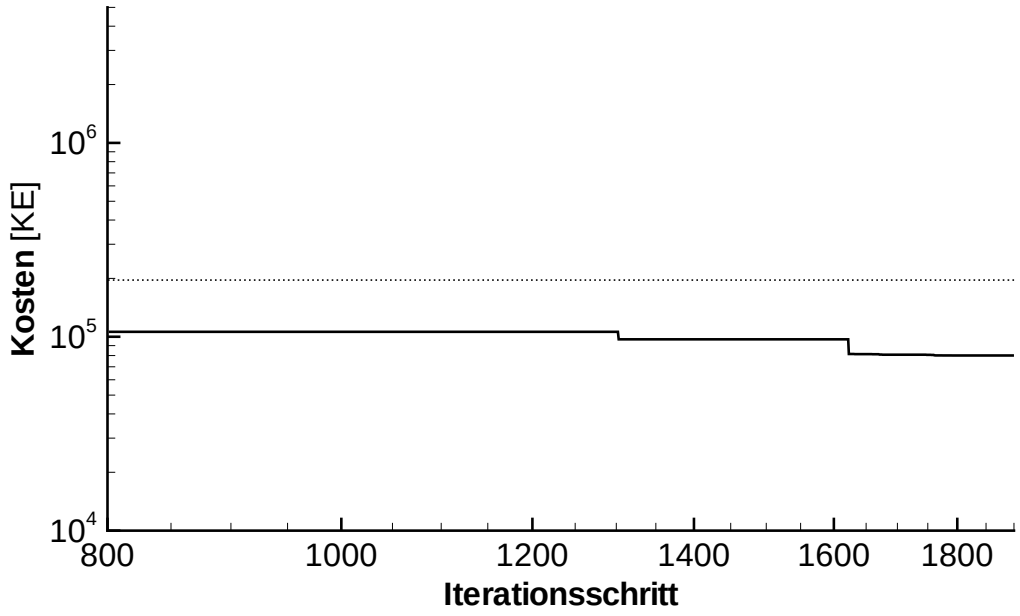


Abb. 4.32: A-D2q4/6τ2: Iterationsverlauf einer Optimierungsrechnung mit DES (gepunktet: Optimierungsergebnis der Grundvariante D6 als Referenz)

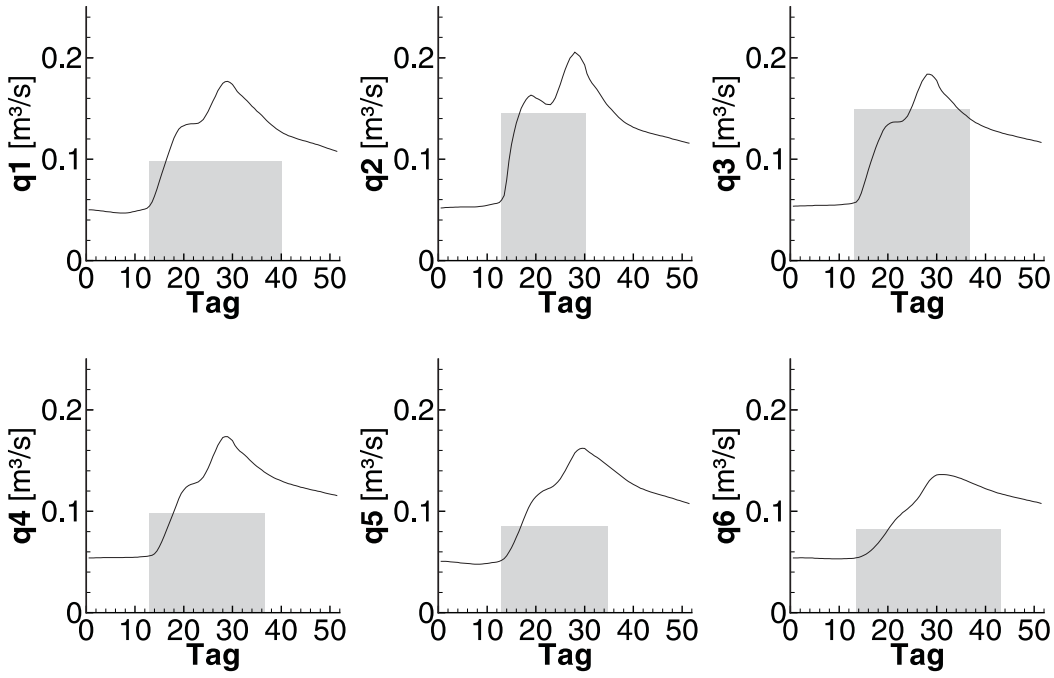


Abb. 4.33: A-D2q4/6τ2: Zeitlicher Verlauf der mit DES optimierten Entnahmen q an den Brunnen 1 bis 66, qualitative Darstellung des Grundwasserpotentials am Standort des jeweiligen Brunnens ohne Grundwasserhaltung

Ergebnis von A-D2q4 noch einmal um 24,5% verbessert.

Der in Abbildung 4.33 gezeigte zeitliche Verlauf der optimierten Entnahmen stimmt in den Entnahmemengen weitgehend mit der Startkonfiguration überein. Lediglich die Entnahme an Brunnen 5 hat sich von 0.086 auf 0.085 geringfügig reduziert.

Die Brunnen beginnen mit der Entnahme gleich am Anfang des zugelassenen Zeitraums – ab Tag 13; nur Brunnen 6 – er liegt am weitesten vom Rückhalteraum entfernt – startet einen halben Tag später. Das Ende der Entnahmen erfolgt bei allen Brunnen nach dem Durchgang des Hochwasserscheitels im Rhein (Tag 29). Brunnen 2 stellt als erster Brunnen am Tag 30 die Entnahme ein, Brunnen 5 an Tag 35, Brunnen 3 und 4 an Tag 37. Brunnen 1 ist bis zum Tag 40 in Betrieb, Brunnen 6 schöpft den gegebenen maximalen Zeitraum nahezu ganz aus und ist bis zum Tag 43,5 in Betrieb.

4.7.3 Bewertung des Optimierungsergebnisses

Das Optimierungsergebnis zeigt, dass auch bei einer vorherigen Abschätzung des Entnahmezeitraums der Brunnen eine Optimierung der Betriebszeiten möglich und sinnvoll ist. Die Verwendung der Zeitparametrisierung mit der $\tau 2$-Funktion hat mit einer praktikablen Zahl an Iterationsschritten die Optimierung der Brunnenbetriebszeiten im vorgegebenen, engen Rahmen ermöglicht: Insgesamt beträgt die Berechnungsdauer für die 1900 Iterationsschritte von A-D2q4/$\tau 2$ 71.8 Stunden, also knapp drei Tage.

Da als Grundlage der Berechnungen die auf einen eingeschränkten Entnahmezeitraum dimensionierten Brunnen des Optimierungsergebnisses von A-D2q4 verwendet werden, können die notwendigen Betriebszeiten für jeden Brunnen bei einem 200-jährigen (maximalen) Hochwasserereignis ermittelt werden.

Im Nachhinein ist zu vermuten, dass für diese Optimierungsaufgabe auch eine $\tau 1$-Parametrisierung des Betriebszeitendes ähnlich gute Ergebnisse erbracht hätte. Da die Ergebnisse jedoch nicht genau vorherzusehen sind, ist nur die Verwendung der aufwändigeren $\tau 2$-Parametrisierung zweckmäßig.

4.8 Zusammenfassung

In diesem Kapitel werden Optimierungsrechnungen mit unterschiedlicher Parametrisierung der betrachteten Problemstellung vorgestellt und diskutiert. Eine Aufstellung aller Parametrisierungsvarianten findet sich in Tabelle 4.6.

Für die Parametrisierung konstanter Entnahmemengen (D6 und R6) und den Ansatz variabler Brunnenstandorte (D2q4 und R2q4) wird die Form der Zielfunktion untersucht und das mögliche Auftreten von Subminima überprüft. Für konstante Entnahmemengen

Tab. 4.6: Übersicht über die Optimierungsergebnisse

Optimierungs-lauf	Optimierungs-ergebnis	Iterations-schritte	Berechnungs-dauer[1]
D6^{*30}	196 019 KE	600	21,5 h
R6^{*30}	184 238 KE	800	42,1 h
D2q4^{*20}	113 313 KE	600	21,8 h
R2q4^{*5}	259 508 KE	600	31,4 h
A-D2q4	106 015 KE	800	29,3 h
D6τ1	69 816 KE	1200	44,6 h
D6τ2	65 653 KE	1200	45,0 h
D6tb	68 542 KE	1200	46,8 h
D2q4τ2	106 274 KE	2000	75,7 h
D2q4/6τ2	30 877 KE	600+600	21,8 h+23,2 h
A-D2q4/6τ2	80 051 KE	800+1100	29,3 h+42.5 h

^{*n} Median aus *n* Optimierungsläufen
[1] Berechnung auf vier Prozessoren eines Sun Fire 1500 MPC

zeigt sich, dass die Zielfunktion eine konvexe Form hat. Der Ansatz variabler Brunnenstandorte verursacht Subminima und führt zu einer nicht konvexen Zielfunktion.

In den Untersuchungen erweist sich die RSM als nicht zuverlässig auf nicht stetig differenzierbaren Zielfunktionen. Diese entstehen durch die Standortvariabilität auf dem diskreten FE-Netz des Grundwassermodells.

Mit einem abgeschätzten maximalen Betriebszeitraum für die Grundwasserhaltungsbrunnen wird in der praxisnahen Optimierungsrechnung A-D2q4 die vorher ermittelte beste Parametrisierungsvariante mit dem Optimierungsalgorithmus DES angewendet.

Unter den drei getesteten Parametrisierungsverfahren für den zeitlichen Verlauf der Grundwasserentnahme erreicht die τ2-Parametrisierung das beste Optimierungsergebnis und die am besten an die Problematik angepasste Lösung. Eine sehr schnelle, jedoch weniger gute Lösung kann mit der τ1-Parametrisierung erreicht werden. Mit Hilfe der Bézierfunktion können über die Zeit schwankende Entnahmemengen parametrisiert und gute Optimierungsergebnisse erreicht werden. Gegenüber der τ2-Parametrisierung wird jedoch eine höhere Anzahl von Iterationsschritten benötigt.

Für den variablen Ansatz von Standort und zeitlichem Verlauf der Entnahmen (D2q4τ2) ergibt sich eine große Anzahl von Parametern. Dies verlangsamt den Optimierungsfortschritt so stark, dass mit einer realistischen Anzahl von Iterationsschritten kein befriedigendes Ergebnis erreicht werden kann. Ein in zwei Phasen aufgeteilter Optimierungslauf (D2q4/τ2), bei dem erst die Standorte der Brunnen und dann der zeitliche Verlauf der Entnahmen optimiert werden, erzielt hingegen ein sehr gutes Optimierungsergebnis.

Aufbauend auf die Optimierungsrechnung A-D2q4 wird ein Optimierungslauf über weitere 1100 Iterationsschritte durchgeführt (A-D2q4/τ2), in dem die Betriebszeiträume der Grundwasserentnahmen weiter optimiert werden. Im Optimierungsergebnis wird der Betrieb der Brunnen in der Entnahmemenge und im Anfangszeitpunkt kaum verändert. Die Betriebsdauer der Grundwasserhaltungsbrunnen wird jedoch auf zwischen 17 und 30,5 Tage verkürzt. Gegenüber A-D2q4 kann diese Optimierungsrechnung ein um 24,5% auf 80 051 KE verbessertes Ergebnis erzielen.

Diese Schlussfolgerungen aus den oben vorgestellten Optimierungsrechnungen bilden die Grundlage für die im folgenden Kapitel vorgestellten Empfehlungen zur Anwendung der automatischen Optimierung auf der Grundlage numerischer Grundwassermodelle in der Wasserwirtschaft.

5 Empfehlungen für die Ingenieurpraxis

5.1 Überblick

Bei der Verwendung des durch die Verbindung eines mathematischen Optimierungsalgorithmus mit einem numerischen Modell aufgestellten Optimierungssystems (Kapitel 3) müssen Gültigkeitsgrenzen und mögliche Fehlerquellen berücksichtigt werden. Auf Grundlage der oben vorgestellten Optimierungsrechnungen werden in diesem Kapitel Empfehlungen für die Ingenieurpraxis entwickelt. Die sich daraus erschließenden Anwendungsmöglichkeiten werden vorgestellt und durch einen Ausblick auf das Entwicklungspotential der automatischen Optimierung in der Grundwasserwirtschaft fortgeführt.

5.2 Fehlerquellen

5.2.1 Klassifizierung

CASEY & WINTERGERSTE (2000) klassifizieren die bei numerischen Strömungsmodellen auftretenden Fehlerquellen in sechs unterschiedliche Fehlerarten:

- **Modellfehler**, die durch Unsicherheiten in der Datengrundlage (zum Beispiel der Geologie) und ungenaue oder unsichere Annahmen (zum Beispiel Randbedingungen) entstehen. Auch die Wahl zwischen stationärer und instationärer Berechnung beeinflusst die Größe des Modellfehlers.

- **Diskretisierungsfehler** entstehen aus der Näherung, die bei der Aufteilung des Modellraums in diskrete Elemente bzw. Volumina sowie bei der Einteilung der Zeit in diskrete Zeitintervalle (Zeitschritte) vorgenommen wird.

- **Iterationsfehler** treten immer dann auf, wenn die iterative Berechnung eines Gleichungssystems aus Gründen der Wirtschaftlichkeit vor dem Erreichen der Lösung abgebrochen wird. Der Iterationsfehler entspricht der Abweichung der Näherungslösung von der exakten Lösung.

- **Rundungsfehler** ergeben sich aus der begrenzten Genauigkeit, mit der Zahlen in elektronischen Rechenanlagen erfasst werden und aus der Genauigkeit der Gleitkommaoperationen, auf denen alle Berechnungen in der elektronischen Datenverarbeitung basieren.

- **Anwendungsfehler** entstehen durch die unsachgemäße Verwendung von numerischen Modellen außerhalb ihrer Geltungsbereiche und durch die Fehlinterpretation von Modellergebnissen.

- **Programmierfehler** sind Fehler in Quellcodes der verwendeten Computerprogramme und können auch durch sorgfältige Programmierarbeit und umfangreiche Tests niemals gänzlich ausgeschlossen werden.

Diese Fehlerarten numerischer Strömungsmodelle lassen sich nach DEMNY (2004) analog auch in jedes Optimierungssystem übertragen. In welcher Weise die möglichen Fehlerarten bei der Entwicklung der vier Komponenten (Grundwassermodell, Parametrisierung, Auswertung und Optimierungsalgorithmus) des in Kapitel 3 vorgestellten Optimierungssytems berücksichtigt werden müssen, wird im Folgenden vorgestellt.

5.2.2 Grundwassermodell

Die Qualitätssicherung bei der Verwendung numerischer Modelle stellt FORKEL (2004) heraus und unterscheidet die verschiedenen Verantwortungsbereiche der Beteiligten: Modellentwickler, Auftraggeber und Modellanwender. Dabei teilt er den Prozess der Modellierung in sieben Schritte auf: Nach der Problemdefinition (1) und dem Entwurf des Modellkonzepts (2) folgen der Modellaufbau (3) und die Modellkalibrierung (4). Die Ergebnisse der Modellberechnung (5) werden einer Auswertung (6) zugeführt, die durch eine Bewertung (7) zu entsprechenden ingenieurtechnischen Schlussfolgerungen führt.

Im Vorfeld der Modellierung erstellt der Modellentwickler die Simulationssoftware und dazugehörige Werkzeuge für das Pre- und Postprocessing. Eine wichtige Aufgabe ist dabei die Vermittlung der Grenzen des numerischen Modells: Vereinfachungen und Annahmen müssen für den Modellanwender verständlich dokumentiert sein. Bei der Entwicklung des Simulationsprogramms für die Modellberechnung ist neben der Vermeidung von Programmierfehlern und einer Reduzierung von Rundungsfehlern auf eine hinreichende Dokumentation zu achten, um Anwendungsfehlern vorzubeugen. Dazu gehören unter anderem die Ausgabe von verständlichen Fehlermeldungen und das Abfangen offenkundig fehlerhafter Eingangsdaten.

Der Auftraggeber gibt die Problemdefinition (1) vor. Bei ausreichender Modellierungskenntnis werden von dieser Seite die Ansprüche an die Leistungsfähigkeit und Genauigkeit der Modellierung und gegebenenfalls auch detaillierte Angaben über die Art der Modellierung (zum Beispiel stationär oder instationär) vorgegeben. Die Modellkonzeption (2) wird daher sowohl durch den Auftraggeber beeinflusst, als auch durch Notwendigkeiten festgelegt, die aus den gegebenen Anforderungen an die Modellgenauigkeit und anderen Rahmenbedingungen – wie zum Beispiel der Menge und Qualität der verfügbaren Daten – entspringen. Die Festlegung des Modellkonzepts ist aus diesem Grund die gemeinsame Aufgabe von Auftraggeber und Modellierer.

Der Modellanwender trägt die Hauptlast der Qualitätssicherung für numerische Modelle. Ihm obliegt die Durchführung von Plausibilitätskontrollen beim Aufbau (3), die Kalibrierung inklusive Quantifizierung der Modellungenauigkeiten (4), die Anwendung des Modells (5), sowie die Auswertung und Visualisierung der Berechnungsergebnisse (6). Darüber hinaus sollte der Modellanwender hinreichend ausgebildet und erfahren sein, um die Modellierungsaufgabe zu bewältigen und gegebenenfalls externe Fachleute hinzuzuziehen. Der Modellanwender muss jede der oben vorgestellten Fehlerarten berücksichtigen; beim Modellaufbau stehen besonders der Diskretisierungsfehler und der Modellfehler im Vordergrund.

Die numerischen Modellberechnungen werden vom Modellanwender auf Grundlage der vom Auftraggeber gegebenen Anforderungen bewertet (7). Die Verwertung der Ergebnisse, zum Beispiel für eine Planungsaufgabe, wird in der Regel vom Auftraggeber durchgeführt.

Die Integration eines numerischen Modells in ein Optimierungssystem erfolgt im Allgemeinen ohne erneutes Hinzuziehen des Modellentwicklers. Die vom Entwickler gegebenen Vorgaben und Einschränkungen für das Modell müssen entsprechend sorgfältig von allen Komponenten des Optimierungssystems eingehalten werden, da während des selbständigen Ablaufs einer automatischen Optimierungsrechnung keine Kontrolle der einzelnen Modellberechnungen stattfinden kann. Wie oben beschrieben, sollten die möglichen Fehlerquellen beim Aufbau eines numerischen Modells und bei seiner Verwendung berücksichtigt werden. Wird das Modell in ein Optimierungssystem integriert, so müssen einige dieser Fehlerquellen, zum Beispiel Diskretisierungsfehler und Modellfehler, besonders detailliert betrachtet werden. Gegebenenfalls müssen Fehler durch das Optimierungssystem abgefangen werden.

5.2.3 Parametrisierung

Auf Basis der vom Optimierungsalgorithmus übergebenen Parameter wird, wie in Kapitel 3.4 dargestellt, auf die Konfiguration der umzusetzenden Maßnahmen geschlossen. Diese werden dann in die Eingangsdaten der numerischen Berechnung integriert.

Wichtig ist, dass für sämtliche der möglichen Parameterkonfigurationen eine entsprechende Konfiguration der Maßnahmen ermittelt werden kann. Die hieraus entstehenden Eingangsdaten für das numerische Modell müssen in jedem Fall mit der zur Verfügung stehenden Simulationssoftware berechnet werden können. Ein Abbruch der Modellberechnung unterbricht den gesamten Optimierungslauf und liefert somit kein Optimierungsergebnis. Das Abfangen eines Berechnungsabbruchs – ähnlich der in Kapitel 3.5.5 vorgestellten Vorgehensweise für unphysikalische Modellergebnisse – sollte hier nicht

verwendet werden. Dann bestünde die Möglichkeit, dass „gute“ Konfigurationen nur aufgrund numerischer Berechnungsschwierigkeiten, die aus einer nicht geeigneten Parametrisierung resultieren, aussortiert werden.

Neben einer möglichst geringen Anzahl von zu optimierenden Parametern ist darauf zu achten, dass Modell- und Diskretisierungsfehler auch bei der Parametrisierung zu einer Verfälschung führen können. Ebenso wie bei unsicheren Größen beim Modellaufbau kommt es bei der Gestaltung der Parametrisierung oft zu einer Simplifikation oder Aufweichung der eigentlich beabsichtigten Konfiguration. Das ist beispielsweise der Fall, wenn eine stetig differenzierbare Funktion auf ein diskretes Raster übertragen wird, wie zum Beispiel in Kapitel 3.4.3 vorgestellt, wo für den Brunnenstandort immer der naheste Modellknoten gewählt wird. Die hierdurch entstehende Unschärfe bei der Abbildung der Planungsgrößen ist hinsichtlich ihres Einfluss auf die Optimierung zu untersuchen und bei der Interpretation des Optimierungsergebnisses zu berücksichtigen.

5.2.4 Auswertung

In der Auswertung wird die Zielsetzung der Optimierung formuliert. Ihre einzelnen Bestandteile müssen so gewichtet sein, dass integrierte Nebenbedingungen im Optimum eingehalten werden. Die Auswertung muss für alle mit dem numerischen Modell errechneten Ergebnisse in der beabsichtigten Weise möglich sein (Universalität). Klare, möglichst einfach gefasste Auswertungsschemata ermöglichen einen einfachen Überblick über die formulierte Zielsetzung und vermeiden Fehler.

Für eine zusammengesetzte Auswertung nach unterschiedlichen Gesichtspunkten ist eine gemeinsame Bewertungsskala notwendig. Hierzu bietet sich die Bewertung auf der Basis von Kosten an: Sie ermöglicht zum einen die direkte Berücksichtigung von reellen Kosten (zum Beispiel Energiekosten) und zum anderen das Einbeziehen von virtuellen Kosten für Nebenbedingungen. Auf diese Weise ist auch das Setzen von „weichen“ Nebenbedingungen möglich: Falls diese nicht erfüllt werden, geben sie die Höhe der Kosten für Ausgleichsmaßnahmen (zum Beispiel Schadensersatz) wieder.

Die Modellunsicherheit muss bei der Auswertung mit einbezogen werden. Sie kann sich aus sämtlichen oben beschriebenen Fehlerarten zusammensetzen. Die durch die Modellkalibrierung reduzierten Abweichungen zu gemessenen Werten müssen bei der Auswertung durch das Hinzufügen eines entsprechenden „Sicherheitsabstands“ berücksichtigt werden. Dabei ist zu beachten, dass eine belastbare Größe für die Modellunsicherheit nur durch eine Kalibrierung des Modells an einem „ähnlichen“ Szenarium ermittelt werden kann.

Eventuell auftretende unphysikalische Modellergebnisse lassen sich im Vorhinein nicht immer durch eine geeignete Parametrisierung vermeiden (Kapitel 3.5.5). Sie müssen erkannt werden und in die Auswertung einfließen. Für den Anwender der Optimierung verursachen diese Fehler besondere Schwierigkeiten, da sie bei der planmäßigen Verwendung der Simulationssoftware nur selten auftreten und dann durch den Modellierer manuell beseitigt werden können. Zudem wird in der Dokumentation zur Simulationssoftware nur selten auf mögliche unphysikalische Modellergebnisse eingegangen, so dass Modellanwender hieruaf nur unzureichend vorbereitet sind. Der Optimierungsanwender muss die physikalischen Grenzen des Modells aus diesem Grund selbst erkennen und beachten.

5.2.5 Optimierungsalgorithmus

Der Optimierungsalgorithmus muss dazu geeignet sein, auf der durch Parametrisierung, numerisches Modell und Auswertung gebildeten Zielfunktion das globale Optimum zu finden. Da nicht immer eine detaillierte Untersuchung der Zielfunktion auf Subminima, wie in Kapitel 4.2.2 und Kapitel 4.3.2, möglich ist, sollte im Zweifelsfall ein globaler Optimierungsalgorithmus zum Einsatz kommen. Für einfache Problemstellungen kann es jedoch auch lohnend sein, eine Linearisierung der Zielfunktion vorzunehmen. Gelingt dies, kann der Optimierungsaufwand in engen Grenzen gehalten werden.

Variiert das Ergebnis der Zielfunktion für kleine Änderungen der Eingangsparameter nicht, so liegt eine diskrete Zielfunktion vor, die nicht stetig differenzierbar ist. Die Untersuchungen in Kapitel 4.3 zeigen, dass hier neben Gradientenverfahren – die auf einer solchen Funktion keinen Erfolg haben, da kein aussagekräftiger Gradient berechnet werden kann – auch globale Optimierungsalgorithmen aus der Gruppe der Response-Surface-Algorithmen versagen können.

Die Auswahl eines geeigneten Optimierungsverfahrens hängt direkt mit der gewählten Art der Auswertung zusammen, da diese den Verlauf der Funktion maßgeblich bestimmt. Um Einschränkungen bei der Gestaltung einer klar strukturierten, universellen Auswertung zu vermeiden, sollte sich die Wahl des Optimierungsalgorithmus an den durch die Auswertung entstehenden Anforderungen orientieren und nicht umgekehrt.

5.3 Anforderungen an die praktische Anwendung

5.3.1 Voraussetzungen

Die Grundlage für ein Optimierungssystem, wie es in Kapitel 3 beschrieben wird, ist ein für die vorliegende Problemstellung aussagekräftiges, kalibriertes numerisches Modell. Für den Aufbau eines solchen Optimierungssystems gibt es zurzeit noch keine speziel-

le kommerzielle Software. Neben der Simulationssoftware für das numerische Modell sind die Programmcodes für Optimierungsalgorithmen leicht verfügbar und weit verbreitet: So bietet zum Beispiel die MATLAB-Toolbox (COLEMAN ET AL., 1999) eine Sammlung gebräuchlicher Optimierungsverfahren, außerdem sind einfache Programmcodes herkömmlicher Optimierungsalgorithmen vielfach frei im Internet verfügbar. Die Auswahl eines geeigneten Algorithmus für die Optimierung verlangt dem Anwender der Optimierung eine gute Einschätzung der durch Parametrisierung, das numerische Modell und die Auswertung erzeugten Zielfunktion ab.

Die Erstellung der Software für die beiden Verknüpfungspunkte Parametrisierung und Auswertung bleibt vorerst Aufgabe des Anwenders der Optimierung. Auch wenn die Entwicklung eines Optimierungssystems nicht mit der Komplexität einer Simulationssoftware zu vergleichen ist, hat der Anwender somit neben der Aufgabe der Modellierung auch Entwicklungsaufgaben. Eine breite Anwendung der automatischen Optimierung in der Praxis kann somit auch durch die hohen Anforderungen an einen Anwender, der Teile seiner Software selbst entwickeln muss, erschwert werden.

5.3.2 Arbeitsschritte

Parallel zu den oben beschriebenen sieben Schritten des Modellaufbaus von FORKEL (2004) lassen sich auch für den Aufbau eines Optimierungssystems sieben Phasen iden-

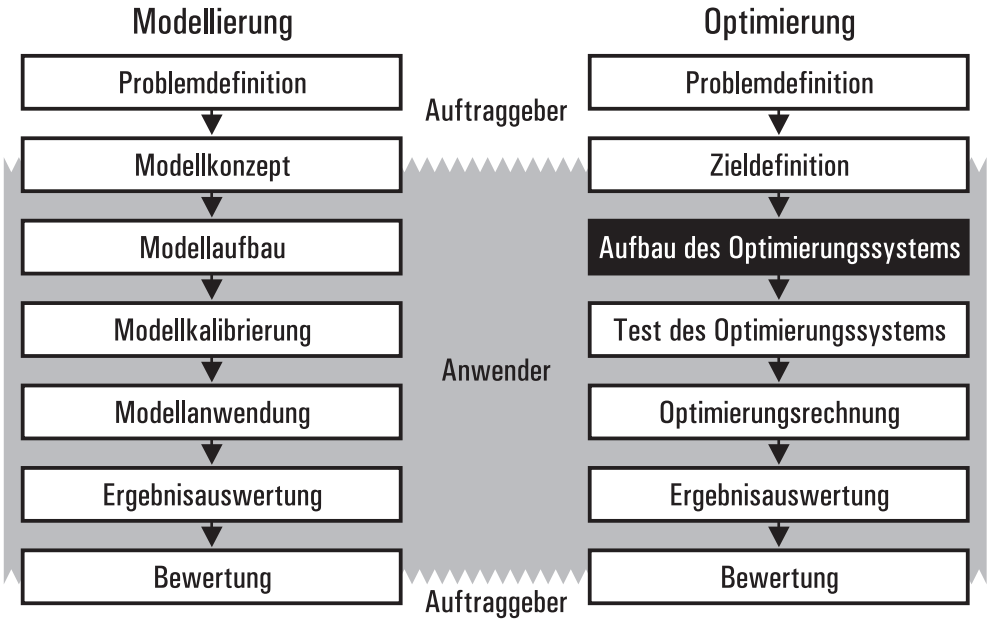


Abb. 5.1: Erweiterung des Modellierungsprozesses nach FORKEL (2004) auf die automatische Optimierung

tifizieren (Abbildung 5.1): Aus der vom Auftraggeber vorgegebenen Definition der Problemstellung (1) wird gemeinsam mit dem Anwender die Zielsetzung (2) für die Optimierung entwickelt. Dem Anwender fällt dabei die Strukturierung und mathematische Formulierung der Ziele zu (Kapitel 3.5).

Unter Berücksichtigung der Vorgaben wird das Optimierungssystem (3) aufgebaut. Lösungsansätze zum Erreichen des gesetzten Ziels werden vom Anwender in eine Parametrisierung umgesetzt. Damit können durch das numerische Modell realistische Auswirkungen der zu planenden Maßnahmen berechnet werden. Die mathematisch formulierte Zielsetzung wird auf diese Weise in eine Auswertung eingebunden, so dass für alle möglichen Simulationsergebnisse ein Ergebnis gefunden werden kann.

Im nächsten Schritt (4) muss das fertiggestellte Optimierungssystem, analog zur Kalibrierung nach dem Aufbau eines Modells, getestet werden. Dazu werden die Einzelkomponenten auf ihre Zuverlässigkeit hin untersucht (zum Beispiel mit extremen Eingangswerten). Zusätzlich ist sicherzustellen, dass die Ergebnisse von Parametrisierung und Auswertung über den gesamten Gültigkeitsbereich ihrer Eingangswerte für die zu untersuchenden Lösungsansätze lückenfrei und zielführend sind.

Bei der Optimierungsrechnung (5) muss einerseits eine hinreichende Anzahl an Iterationsschritten berechnet und andererseits eine maximal zur Verfügung stehende Berechnungszeit eingehalten werden. Anschließend wird das Optimierungsergebnis ausgewertet (6). Dazu können die für die Auswertung numerischer Modelle entwickelten Methoden verwendet werden: Visualisierte Ganglinien und zweidimensionale Darstellungen aus einem GIS (Geografisches Informationssystem) ergänzen absolute Größen, wie zum Beispiel Kosten, und geben einen guten Überblick. Wichtig ist auch eine Überprüfung der am Anfang formulierten Zieldefinition. Zeigen die Ergebnisse, dass ein Aspekt im Optimierungssystem nicht oder fehlerhaft berücksichtigt worden ist, so muss eine Korrektur vorgenommen werden und der Optimierungsprozess wird noch einmal von der dritten Phase an durchlaufen.

Die Bewertung des Optimierungsergebnisses (7) wird vom Optimierungsanwender und Auftraggeber gemeinsam vorgenommen. Der Anwender interpretiert das Ergebnis auf Grundlage der gegebenen Zieldefinition, der Auftraggeber prüft die Verwendbarkeit des Ergebnisses zur Unterstützung seiner Planung. Ist das Optimierungsergebnis nicht als Grundlage für Planungen geeignet, so muss der Optimierungsprozess mit einer erneuten, eventuell präziseren Zieldefinition (Phase 2) erneut gestartet werden. Die sorgfältig überlegte, detaillierte Definition des Optimierungsziels ist also der zentrale Punkt bei der Durchführung einer Optimierung, für den sich die Investition von Anstrengungen von Seiten des Auftraggebers und des Anwenders der Optimierung lohnt.

5.4 Anwendungsmöglichkeiten

Die in den vorhergehenden Kapiteln vorgestellte automatische Optimierung einer Grundwasserhaltung demonstriert, dass diese Methode auch bei heterogenen, instationären Problemstellungen mit vielgestaltigen Zielsetzungen und Nebenbedingungen Erfolg versprechend ist. Über die Optimierung einer Grundwasserhaltung und die in Kapitel 2.5 vorgestellten Anwendungsgebiete hinaus bieten sich zahlreiche weitere Möglichkeiten zur Nutzung der automatischen Optimierung:

- In der Wassermengenwirtschaft müssen zum Beispiel Infiltrationsmaßnahmen zur hydrologischen Stabilisierung von Feuchtgebieten geplant werden. Neben der Stützung eines hohen Grundwasserstands fließen auch die Aspekte Wasserqualität und Wirtschaftlichkeit in die Planung ein.

- Für den Hochwasserschutz wird die Verlegung von Deichen zur Wiedernutzbarmachung der Auengebiete als natürliche Überflutungsflächen geplant. Hier gilt es, Kosten und Folgekosten der Maßnahmen gering zu halten und gleichzeitig eine höchstmögliche Minderung der Hochwasserschäden zu erreichen.

- Dichtwände können zur Abriegelung von Grundwasserströmungen eingesetzt werden, um zum Beispiel den Einfluss eines Gewässers auf den Grundwasserspiegel in einem besiedelten Gebiet zu verringern. Baukosten, Auswirkungen auf das Grundwasser und Einwirkung auf das ökologische System und die Landwirtschaft sind hier wichtige Bewertungspunkte.

- Die Lage und die zulässigen Entnahmen von Trinkwasserbrunnen sind oft durch eine Vielzahl von technischen, ökologischen, landwirtschaftlichen und rechtlichen Rahmenbedingungen eingeschränkt.

Verschiedenste Einflussfaktoren aus ingenieurtechnischer, ökologischer und gesellschaftlicher Sicht oder auch von Seiten der Risikobetrachtung können bei der Zielformulierung und als Nebenbedingungen berücksichtigt werden.

Die automatische Optimierung lässt sich schon heute auf allen Feldern der Grundwasserwirtschaft konkret anwenden, in denen numerische Modelle zur Planung oder Prognose zum Einsatz kommen. Zusätzlich zur regulären Verwendung der Modelle bietet die automatische Optimierung die Möglichkeit, Problemlösungen zu finden, die nicht von vornherein auf der Hand liegen. Das Fachwissen und die Erfahrung des planenden Ingenieurs kann in gesteigerter Weise genutzt werden und erschließt somit vorher nicht zugängliches Verbesserungspotential.

5.5 Entwicklungspotential

Die automatische Optimierung befindet sich auf dem Feld der Grundwasserwirtschaft zurzeit erst im Anfang ihrer Entwicklung. Ihre breitere Nutzung wird vor allem durch die Rechenzeit der numerischen Modelle und durch den Mangel an einsatzbereiter kommerzieller Optimierungssoftware gebremst.

Mit der auch für die Zukunft zu erwartenden Steigerung der Rechengeschwindigkeit der zur Verfügung stehenden Computer sinkt die benötigte Rechenzeit für die Berechnung numerischer Modelle. Eine Detaillierung der numerischen Modelle im gleichen Tempo (zum Beispiel von 2D auf 3D) ist nicht immer sinnvoll, da die Simulationsgenauigkeiten schon heute für viele Problemstellungen ausreichend sind und zusätzliche, genauere Daten für einen detaillierteren Modellaufbau in der Regel nicht verfügbar sind.

Die Arbeitsgeschwindigkeit des Menschen im Iterationsprozess zwischen manuellem Entwurf und in immer kürzerer Zeit berechenbarer numerischer Simulation wird zunehmend zum limitierenden Faktor. Mit der automatischen Optimierung kann der planende Ingenieur seine Fachkenntnis und seinen Sachverstand, welche maßgeblich die Zielsetzung der Planung bestimmen, konzentrierter und effizienter einsetzen. Der Planende kann sich somit auf die wesentlichen, gestalterischen Arbeitsschritte konzentrieren.

Des Weiteren erschließen sich durch größere Rechengeschwindigkeiten auch umfangreichere Problemstellungen für die numerische Grundwassersimulation, wie zum Beispiel Großraummodelle und reaktive Stofftransportmodelle. Somit kann auch die Methode der automatischen Optimierung auf diese Aufgaben angewendet werden.

Die gleichzeitige Optimierung von zahlreichen Parametern (in dieser Arbeit durch den sehr hohen Rechenaufwand erfolglos – Kapitel 4.6.2.1) wird in Zukunft mit leistungsfähigeren Rechnern praktikabel: Durch eine beschleunigte Berechnung der Zielfunktion werden Optimierungsaufgaben für die Anwendung in der Praxis interessant, die zahlreiche Parameter voraussetzen oder eine Zielfunktion beinhalten, die aufwändige Optimierungsalgorithmen erfordert.

Eine weitere Einsatzmöglichkeit für die automatische Optimierung ist die mit steigender Rechengeschwindigkeit möglich werdende zeitnahe Optimierung von Maßnahmen: So kann ein schneller Optimierungslauf mit den Daten einer Hochwasserprognose Handlungsempfehlungen für den Betrieb von Gegenmaßnahmen, zum Beispiel für den Zeitpunkt der gesteuerten Flutung eines Retentionsraums, liefern.

Der Dreh- und Angelpunkt für eine größere Verbreitung der automatischen Optimierung ist die Entwicklung von komfortablen, einfach zu erlernenden Optimierungssystemen, die auf kommerzielle Simulationssoftware aufsetzen. Dafür muss Software entwickelt

werden, die vorgefertigte Parametrisierungsverfahren zur Verfügung stellt und mit Benutzerführung und automatischen Kontrollen Bedienungsfehler abfängt. Da die Bandbreite an Problemstellungen groß ist und ensprechend auch die zu planenden Lösungsansätze vielfältig sind, sollten für wichtige, in der Praxis zur Anwendung kommende grundwasserwirtschafliche Maßnahmen Parametrisierungsverfahren entwickelt und getestet werden.

Der weitaus größte Forschungsbedarf besteht aus diesem Grund auf dem Feld der Parametrisierung. Aufbauend auf den in dieser Arbeit präsentierten Parametrisierungsvarianten sollten in Zukunft zuverlässige Verfahren für unterschiedlichste grundwasserwirtschaftliche Maßnahmen – wie zum Beispiel für den Verlauf von Deichlinien oder die Einbindetiefe und Lage von Dichtwänden – konzipiert werden. Dies wird dazu beitragen, die automatische Optimierung in der Grundwasserwirtschaft zu einem allgemein anerkannten und verbreiteten Planungswerkzeug zu entwickeln.

6 Zusammenfassung

Die vorliegende Arbeit untersucht die Anwendung der automatischen Optimierung zur Dimensionierung und Betriebsoptimierung von Grundwasserhaltungsmaßnamen bei stark instationären Grundwasserverhältnissen. Es wird ein modulares Optimierungswerkzeug entwickelt, für dessen breite Anwendung in der Grundwasserwirtschaft Empfehlungen ausgearbeitet werden.

Zunächst wird die Grundwasserproblematik am geplanten Hochwasserrückhaltebecken bei Worringen detailliert vorgestellt. Die sich aus der Problematik ansteigender Grundwasserstände in besiedeltem Gebiet erschließende Aufgabenstellung wird festgestellt und in einer Zielsetzung für eine Grundwasserhaltung formuliert, die eine zusätzliche Gefährdung der Bebauung ausschließt. Nach der Vorstellung möglicher Lösungsansätze zur Senkung des Grundwasserstands werden diese auf ihre Praktikabilität hin untersucht. Ein Überblick über die Anwendung der automatischen Optimierung in der Grundwasserwirtschaft zeigt, dass Eingriffe in eine hochgradig instationäre Grundwasserströmung bislang nicht Gegenstand einer automatischen Optimierung gewesen sind.

Für die Optimierungsberechnungen wird ein Optimierungssystem aufgestellt. Seine vier Komponenten – numerisches Grundwassermodell, Parametrisierung, Auswertung und Optimierungsalgorithmus – werden vorgestellt und erläutert. Das Grundwassermodell wurde für die Vorstudie zum Rückhalteraum Worringen aufgebaut. Die Eingangsdatensätze für dieses Modell werden von der Parametrisierung so verändert, dass die Auswirkungen einer entsprechenden Konfiguration der Grundwasserhaltung berechnet werden können. Die Parametrisierung kann sowohl den Ort der Brunnen als auch zeitlich konstante oder zeitlich variable Entnahmemengen beschreiben. Die dritte Komponente des Optimierungssystems, die Auswertung, ermöglicht eine Kontrolle des gesetzten Ziels. Die Auswertung wird auf der Basis von Kosten vorgenommen. Dabei werden reelle Kosten, zum Beispiel Energiekosten, und virtuelle Kosten zur Berücksichtigung von Nebenbedingungen, die zum Beispiel zur „Bestrafung“ von nicht eingehaltenen Grundwasserständen vergeben werden, zu Gesamtkosten addiert. Der Optimierungsalgorithmus ist die vierte Komponente des Optimierungssystems. Er steuert den Optimierunglauf und generiert aus Kostenbewertungen neue Parameterbelegungen, die durch die Parametrisierung neue Eingangsdaten für das Grundwassermodell liefern. In dieser Arbeit werden zwei unterschiedliche Algorithmen verwendet: die Derandomized Evolutionary Strategy (DES) und die Response Surface Method (RSM).

Die Optimierungsrechnungen werden in einem ersten Abschnitt zunächst mit wenigen Parametern für eine Dimensionierung der Brunnen mit konstanten Entnahmen durchgeführt und von einer Untersuchung der Zielfunktion begleitet. Während sich die Zielfunktion für im Standort feste Brunnen als konvex herausstellt, besitzt die Zielfunktion für im Standort variable Brunnen Subminima. Beide Optimierungsalgorithmen finden für im Standort feste Brunnen das Optimum. Für im Standort variable Brunnen versagt die Optimierung mit der RSM. Der Grund für dieses Versagen sind nicht die in der Zielfunktion auftretenden Subminima, sondern die diskrete Form der Zielfunktion, die durch das Springen der Brunnenstandorte zwischen den Modellknoten entsteht.

Für die Optimierungsrechnung eines Anwendungsfalls wird der Entnahmezeitraum der im Standort variablen Brunnen auf einen praxisrelevanten Abschnitt eingeschränkt. Das resultierende Optimierungsergebnis mit dem Optimierungsalgorithmus DES erreicht im Vergleich zum Optimierungsergebnis mit festem Brunnenstandort fast eine Halbierung der Kosten.

Im zweiten Abschnitt wird zur Untersuchung der Betriebsoptimierung die Optimierung zeitlich variabler Entnahmemengen zunächst an im Standort festen Brunnen erprobt. Mit allen drei unterschiedlichen Zeitparametrisierungen wird durchweg eine Verringerung der Kosten auf etwa ein Drittel erreicht.

Für die daran anschließenden Untersuchungen mit variablen Brunnenstandorten wird die $\tau 2$-Parametrisierung gewählt, die einen flexiblen, voneinander unabhängigen Start- und Endzeitpunkt der Entnahmen ermöglicht. Die Optimierung zeitlich variabler Entnahmen an im Standort variablen Brunnen benötigt 26 zu optimierende Parameter. Dies verlangsamt den Optimierungsfortschritt so stark, dass die Dauer der Optimierung die vorher festgelegte maximale Berechnungsdauer von 72 Stunden überschreitet. Ein in zwei Phasen aufgeteilter Optimierungslauf, bei dem erst die Standorte der Brunnen und dann der zeitliche Verlauf der Entnahmen bei feststehenden Brunnen optimiert werden, ist hingegen erfolgreich. Mit ihm können die Kosten im Vergleich zum Optimierungsergebnis mit konstanten Entnahmen auf etwa 16% reduziert werden.

Die praxisnahe Anwendung der Betriebsoptimierung in zwei Phasen ist an die Dimensionierung der Brunnen in der ersten Phase gebunden und erreicht durch die Optimierung eine Reduzierung auf 41% der Kosten im Vergleich zum Optimierungsergebnis mit konstanten Entnahmen.

Die vorgestellten Optimierungsrechnungen zeigen, dass die automatische Optimierung auch in der Grundwasserwirtschaft für die Bearbeitung von komplexen Aufgabenstellungen eingesetzt werden kann.

Aus den Optimierungsrechnungen werden Empfehlungen für die Ingenieurpraxis abgeleitet. Ein Überblick zeigt zunächst die möglichen Fehlerquellen auf, die bei Aufbau und Verwendung der vier Komponenten des Optimierungssystems berücksichtigt werden müssen. Die sich daraus ergebenden Anforderungen an die praktische Anwendung der automatischen Optimierung werden für jeden Arbeitsschritt vorgestellt. Die Vielzahl von Anwendungsmöglichkeiten für die automatische Optimierung in der Grundwasserwirtschaft wird aufgezeigt und eine Ausschau auf die in der Zukunft zu erwartende Ausweitung dieser Möglichkeiten gegeben.

Die weit verbreitete Verwendung numerischer Modelle belegt ihre vielseitige Einsatzmöglichkeit bei der Planung von wasserwirtschaftlichen und wasserbaulichen Projekten. Der nächste logische Schritt bei der Nutzung dieser Modelle ist die breite Anwendung der automatischen Optimierung, die in ihrem Optimierungssystem den Sachverstand und die Erfahrung des planenden Ingenieurs für einen mathematischen Optimierungsalgorithmus verfügbar macht und damit ein für den Planer bisher nicht zugängliches Verbesserungspotential erschließt.

Literaturverzeichnis

ACKERMANN T. (1999): *Optimale Regelung von Fließgewässern*, Aachen: Mainz, (Mitteilungen des Lehrstuhls und Instituts für Wasserbau und Wasserwirtschaft, RWTH Aachen; 117), ISBN 3-89653-617-6.

BAUKNECHT D. & BÜRGER V. (2003): *Report zur Entwicklung des Versorgungssektors Strom*, Freiburg: Öko-Institut - Institut für angewandte Ökologie. <http://www.mikrosysteme.org/dokuments>

BEAR J. (1979): *Hydraulics of Groundwater*, New York [u.a.]: McGraw-Hill, (McGraw-Hill Series in Water Resources and Environmental Engineering), ISBN 0-07-004170-9.

BÉZIER P.E. (1968): *How Renault Uses Numerical Control for Car Body Design and Tooling*, In: *Society of Automotive Engineers Congress, Detroit, MI, 1968*, Society of Automotive Engineers.

BIESKE E. (1965): *Handbuch des Brunnenbaus*, Bd. 2, Berlin-Konradshöhe: Schmidt.

BIESKE E.; RUBBERT W. & TRESKATIS C. (1998): *Bohrbrunnen*, München [u.a.]: Oldenbourg, 8., völlig neu bearbeitete Aufl., ISBN 3-486-26388-9.

BJÖRKMAN M. & HOLSTRÖM K. (2001): *Global Optimization of Costly Nonconvex Functions Using Radial Basis Functions*, In: Optimization and Engineering, Bd. 1, S. 373–397, ISSN 1389-4420.

BOLLRICH G. & PREISSLER G. (1992): *Technische Hydromechanik.*, Bd. 1, Grundlagen, Berlin: Verl. f. Bauwesen, 3., stark bearb. Aufl., ISBN 3-345-00518-2.

BRONSTEIN I. & SEMENDJAJEW K. (1997): *Taschenbuch der Mathematik*, Frankfurt a. Main [u.a.]: Deutsch, 3., überarb. u. erw. Aufl., ISBN 3-8171-2003-6.

CASEY M. & WINTERGERSTE T. (2000): *Special Interest Group on Quality and Trust in Industrial CFD: Best Practice Guidelines. Version 1.0*, Lausanne: European Research Community on Flow Turbulence and Combustion (ERCOFTAC).

CHORLEY D.W. & FRIND E.O. (1978): *An iterative quasi-three dimensional finite element model for heterogeneous multiaquifer systems*, In: Water Resources Research, Jg. 14, H. 5, S. 943–952, ISSN 0043-1397.

CLARK R.M.; SIVAGANESAN M.; SELVAKUMAR A. & SETHI V. (2002): *Cost Models for Water Supply Distribution Systems*, In: Journal of Water Resources Planning and Management, Jg. 128, H. 5, S. 312–321, ISSN 0733-9496.

COLEMAN T.; BRANCH M. & GRACE A. (1999): *Optimization Toolbox. For Use with MATLAB. User's Guide for MATLAB 5, Version 2, Relaese II*, Natick, MA: MathWorks, 3. print. rev. for version 2 (release 11).

DARWIN C. (1859): *On the Origin of Species by Means of Natural Selection: or the Preservation of Favoured Races in the Struggle for Life*, London: Murray.

DAVID H.; HARTLEY H. & PEARSON E. (1954): *The distribution of the ratio, in a single normal sample, of range to standard deviation*, Biometrika, vol. 41, p. 491.

DE FALCO I. (1997): *An Introduction to Evolutionary Algorithms and Their Application to the Aerofoil Design Problem. Part 1: The Algorithms*, In: *Inverse Design and Optimisation Methods: April 21-25, 1997 / Lecture series Directors: R. A. v. d. Braembussche*, Rhode-Saint-Genèse, Belgium: VKI, (Lecture Series / Von Karman Institute for Fluid Dynamics; 1997-05), S. 1–22, ISSN 0377-8312.

DEMNY G. (2004): *Erschließung der automatischen Strömungsoptimierung zur Lösung von Gestaltungsaufgaben im Wasserbau*, Aachen: Shaker, (Mitteilungen des Lehrstuhls und Instituts für Wasserbau und Wasserwirtschaft, RWTH Aachen; 137).

ERICKSON M.; MAYER A. & HORN J. (2002): *Multi-Objective Optimal Design of Groundwater Remediation Systems: Application of the Niched Pareto Genetic Algorithm (NPGA)*, In: Advances in Water Resources, Bd. 25(2002), S. 51–65.

FELDMANN L. (2002): *Finding the Optimal Well Configuration for The Ground-Water Model Worringen*, Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft, RWTH Aachen (Diplomarbeit, unveröffentlicht).

FINSTERLE S. (2000): *Demonstration of Optimization Techniques for Groundwater Plume Remediation*, Earth Science Division, Lawrence National Laboratory, University of California, Berkeley, CA (Prepared for the U.S. Department of Energy).

FISHER ATWOOD D. & GORELICK S.M. (1985): *Hydraulic Gradient Control for Groundwater Contaminant Removal*, In: Journal of Hydrology, Bd. 76, S. 85–106.

FORKEL C. (2004): *Numerische Modelle für die Wasserbaupraxis. Grundlagen, Anwendungen, Qualitätsaspekte*, Aachen: Shaker, (Mitteilungen des Lehrstuhls und Instituts für Wasserbau und Wasserwirtschaft, RWTH Aachen; 130), ISBN 3-8322-3082-3.

FORKEL C.; DEMNY G. & KÖNGETER J. (1998): *Numerical Simulation of the Groundwater Table at the Flood Polder Worringen at the River Rhine*, In: *Proceedings of Abstracts and Papers of the 3rd International Conference on Hydro-Science and - Engineering (ICHE)*, Berlin: Brandenburg University of Technology at Cottbus, S. 147–154.

GDSOH (1997): *Das Integrierte Rheinprogramm – Hochwasserschutz und Auenrenaturierung am Oberrhein*, Lahr: Gewässerdirektion südlicher Oberrhein/Hochrhein.

GILL P.; MURRAY W. & WRIGHT M. (1981): *Practical Optimization*, London [u.a.]: Academ. Press [u.a.], ISBN 0-12-283950-1.

GOLDBERG D.E. (1989): *Genetic Algorithms in Search, Optimization & Machine Learning*, Reading, Mass.: Addison-Wesley, ISBN 0-201-15767-5.

GRAUER M.; BARTH T.; KADEN S. & MICHELS I. (2001): *A Scalable Algorithm for Distributed Solution of Simulation-based Optimization in Groundwater Management*, In: *Natural Environment Management and Applied Systems Analysis: Proceedings of Konan-IIASA Joint Workshop, September 6-8, 2000*, International Institute for Applied System Analysis, Laxenburg, Austria; Hirao Taro Foundation of the Konan University Association for Academic Research, Kobe, Japan, S. 343–358.

GUTMANN H.M. (2001): *A Radial Basis Function Method for Global Optimization*, In: Journal of Global Optimization, Jg. 19, H. 3, S. 201–227, ISSN 0925-5001.

HANSEN N. & OSTERMEIER A. (1996): *Adapting Arbitrary Normal Mutation Distribution in Evolution Strategies: The Covariance Matrix Adaption*, In: *Proceedings of the 1996 International Conference on Evolutionary Computaion (ICEC '96)*, S. 312–317.

HANSEN N. & OSTERMEIER A. (1997): *Convergence Properties of Evolution Strategies with the Derandomized Covariance Matrix Adaption: The* $(\mu/\mu_I, \lambda)$*-CMA-ES*, In: *EUFIT´97, 5th European Congress on Intelligent Techniques and Soft Computing, Proceedings*, S. 650–654.

HANSEN N.; OSTERMEIER A. & GAWELCZYK A. (1995): *On the Adaptation of Arbitrary Normal Mutation Distributions in Evolution Strategies: The Generating Set Adaptation*, In: *Proceedings of the 6th International Conference on Genetic Algorithms*, Morgan Kaufmann, S. 57–64, ISBN 1-55860-370-0.

HIMML M. & BÜCHLER B.: (2000): *Numerische Grundwassermodellierung im Bereich des Mündelheimer Rheinbogens, Hydrogeologisches Gutachten zur Drängewasserproblematik bei Hochwassersituationen im Rhein und Schaffung zusätzlicher Polderflächen zur Hochwasserrückhaltung*, Technischer Bericht, GEOBIT Ingenieur-Gesellschaft mbH, Aachen, im Auftrag des Instituts für Wasserbau, Hochwasser- und Gewässerschutz, städtische Grundstückssanierung der Stadt Duisburg.

HSIAO C.T. & CHANG L.C. (2002): *Dynamic Optimal Groundwater Management with Inclusion of Fixed Costs*, In: Journal of Water Resources Planning and Management, Jg. 128, H. 1, S. 57–65.

HUANG C. & MAYER A. (1997): *Pump-and-Treat Optimization Using Well Location and Pumping Rates as Decision Variables*, In: Water Resources Research, Jg. 33, H. 5, S. 1001–1012.

IHRINGER J. (2003): *Ergebnisse von Klimaszenarien und Hochwasser-Statistik*, In: *KLIWA-Symposium, 3./4.5.2003, Würzburg*, KLIWA.

IKSR, Herausgeber (1998): *Aktionsplan Hochwasser*, Internationale Kommission zum Schutze des Rheins (IKSR).

IRMA-SPONGE (2002): *Zu einem nachhaltigen Management des Hochwasserrisikos in den Einzugsgebieten von Rhein und Maas – Die wichtigsten Ergebnisse*, NCR-Publication 18D-2002, ISSN 1568-234X.

JONES D.R.; SCHONLAU M. & WELCH W.J. (1998): *Efficent Global Optimization of Expensive Black-Box Functions*, In: Journal of Global Optimization, Jg. 18, H. 13, S. 455–492.

KINZELBACH W. & RAUSCH R. (1995): *Grundwassermodellierung*, Berlin [u.a.]: Borntraeger, ISBN 3-443-01032-6.

KIRKPATRICK S.; GELATT C.D. & VECCHI M.P. (1983): *Optimization by simulated annealing*, In: Science 220(4598), S. 671–680.

KLENNER M. (2004): *Formale Grundlagen der Linguistik, Skript Aussagenlogik*, Universität Zürich, Institut für Computerlinguistik.

KÖNGETER J.; DEMNY G. & FORKEL C.: (1997): *Vorstudie Rückhalteraum Worringen, Teil C Grundwasser*, Technischer Bericht, Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft, RWTH Aachen, im Auftrag des Ministeriums für Umwelt, Raumordnung und Landwirtschaft, NRW.

KÖNGETER J. & LAGENDIJK V.: (2000): *Vorstudie Rückhalteraum „Ilvericher Bruch", 3D-Detailmodell Grundwasser*, Technischer Bericht, Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft, RWTH Aachen, wissenschaftliche Untersuchung im Auftrag des Ministeriums für Umwelt, Raumordnung und Landwirtschaft des Landes NRW.

KÖNGETER J.; MALAKHANOV K. & LAGENDIJK V.: (2000): *Vorstudie Rückhalteraum „Bylerward". Teil D: Grundwassermodell*, Technischer Bericht, Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft, RWTH Aachen, wissenschaftliche Untersuchung im Auftrag des Ministeriums für Umwelt, Raumordnung und Landwirtschaft des Landes NRW.

KÖNGETER J.; VOGEL T. & SCHMIDTKE T.: (2002): *Wissenschaftliche Modelluntersuchung zum Grundwasserverhalten bei der Einrichtung eines Hochwasserschutzes am Weißer Bogen, Köln*, Technischer Bericht, Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft, RWTH Aachen, im Auftrag der Bezirksregierung Köln.

KRAUS K. & PHARION H. (2004): *Flutpolder – Bausteine für einen nachhaltigen Hochwasserschutz in Bayern*, In: Wasser und Abfall, Jg. 11, H. 6, ISSN 1436-9095.

KUSUMA R.K. (1999): *Application of Groundwater Modelling and Optimization Techniques for Dewatering an Open Pit Mine, Case Study: Hambach Open Pit Mine, Germany*, Institute of Hydraulic Engineering and Water Resources Management, RWTH Aachen, Germany and Department of Mining Engineering, Indian Institute of Technology, Kharagpur, India (Diplomarbeit, unveröffentlicht).

LAWA (2004): *Instrumente und Handlungsempfehlungen zur Umsetzung der Leitlinien für einen zukunftsweisenden Hochwasserschutz*, Düsseldorf: Ländergemeinschaft Wasser.

LUA NRW (2000): *Umwelt NRW, Daten und Fakten*, Essen: Landesumweltamt Nordrhein-Westfalen, ISBN 3-00-006769-8.

MATHWORKS: (2004): *MATLAB Programming*, The MathWorks Inc.
<http://www.mathworks.de/access/techdoc/>

METROPOLIS N.; A R.; ROSENBLUTH M.; TELLER A. & TELLER E. (1953): *Equation of state calculations by fast computing machines*, In: Journal of Chemical Physics (21), S. 1087–1092.

MISSELWITZ J.: (2004): *persönliche Mitteilungen*, Gewässerdirektion südlicher Oberrhein/Hochrhein.

MUTSCHMANN J. & STIMMELMAYR F. (1983): *Taschenbuch der Wasserversorgung*, Stuttgart: Frank'sche Verlagshandlung, W. Keller & Co., 8. Aufl.

NESTMANN F.: (1999): *Abschätzung der hydraulischen Wirkung des Polder Worringer Bruch auf den Hochwasserabfluß des Rheins*, Technischer Bericht, Institut für Wasserwirtschaft und Kulturtechnik - Theodor-Rehbock-Wasserbaulaboratorium, Universität Fridericiana zu Karlsruhe, Wasserbauliche Studie im Auftrag des Ministeriums für Umwelt, Raumordnung und Landwirtschaft des Landes Nordrhein-Westfalen.

NOCEDAL J. & WRIGHT S.J. (1999): *Numerical Optimization*, New York [u.a.]: Springer, ISBN 0-387-98793-2.

OCCC (2003): *Extremereignisse und Klimaänderung*, Bern: Organ consultatif sur les changements climatiques (OcCC), ISBN 3-907630-23-8.

OSTERMEIER A. (1997): *Schrittweitenadaption in der Evolutionsstrategie mit einem entstochastisierten Ansatz*, Dissertation, Technische Universität Berlin.

OSTERMEIER A.; GAWELCZYK A. & HANSEN N. (1994): *Step-size adaptation based on non-local use of selection information*, In: DAVIDOR Y.; SCHWEFEL H.P. & MÄNNER R., Herausgeber, *Parallel Problem Solving from Nature - PPSN III, International Conference on Evolutionary Computation. The Third Conference on Parallel Problem Solving from Nature, Jerusalem, Israel, October 9-14, 1994, Proceedings*, New York [u.a.]: Springer, Lecture Notes in Computer Science (866), S. 189–198, ISBN 3-540-58484-6.

OSTROWSKI M.W. (1982): *Ein Beitrag zur kontinuierlichen Simulation der Wasserbilanz*, Aachen: Mainz, (Mitteilungen des Lehrstuhls und Instituts für Wasserbau und Wasserwirtschaft, RWTH Aachen; 42), ISBN 3-88345-254-8.

PELKA B. (1988): *Modelle zur Berechnung mehrschichtiger Grundwasserleiter auf der Basis von Finiten Elementen*, Aachen: Mainz, (Mitteilungen des Lehrstuhls und Instituts für Wasserbau und Wasserwirtschaft, RWTH Aachen; 70), ISSN 0343-1045.

PELKA W. (1980): *Mathematisch-numerische Behandlung von instationären Grundwasserbewegungen in großen Einzugsgebieten*, Aachen: Mainz, (Mitteilungen des Lehrstuhls und Instituts für Wasserbau und Wasserwirtschaft, RWTH Aachen; 33), ISSN 0343-1045.

PINDER G.F. & GRAY W.G. (1977): *Finite Element Simulation in Surface and Subsurface Hydrology*, London [u.a.]: Academic Press, ISBN 0-12-556950-5.

POHLE A. & WEGNER H.: (1997a): *Vorstudie Rückhalteraum Worringen, Teil A Zusammenfassende Empfehlungen*, Technischer Bericht, Planungsgemeinschaft Franz Fischer, Ingenieurbüro GmbH, im Auftrag des Ministeriums für Umwelt, Raumordnung und Landwirtschaft, NRW.

POHLE A. & WEGNER H.: (1997b): *Vorstudie Rückhalteraum Worringen, Teil B Wasserwirtschaft*, Technischer Bericht, Planungsgemeinschaft Franz Fischer, Ingenieurbüro GmbH, im Auftrag des Ministeriums für Umwelt, Raumordnung und Landwirtschaft, NRW.

PRESS W.; TEUKOLSKY S.; VETTERLING W. & FLANNERY B. (1992): *Numerical Recipes in C – The Art of Scientific Computing*, The Pitt Building, Trumpington Street, Cambridge CB2 1RP: University of Cambridge, 2. Aufl.

RECHENBERG I. (1973): *Evolutionsstrategie: Optimierung technischer Systeme nach Prinzipien der biologischen Evolution*, Stuttgart-Bad Cannstadt: Frommann-Holzboog, ISBN 3-7728-0373-3.

ROHDE R.M. & SHOEMAKER C.A. (2000): *Parameterization for Numerically Efficient Optimization of In-Situ Bio remediation*, In: *Proceedings of 32nd Mid-Atlantic Industrial and Hazardous Waste Conference, Troy, NY*.

SCHWEFEL H.P. (1981): *Numerical Optimization of Computer Models*, Chichester: Wiley and Sons, ISBN 0-471099-88-0.

SELL M.; VIEBAHN F.; KOENZEN U. & SCHREIBER B.: (1997): *Vorstudie Rückhalteraum Worringen, Teil D Ökologischer Fachbeitrag*, Technischer Bericht, Viebahn und Sell - Landschaftsplanung, im Auftrag des Ministeriums für Umwelt, Raumordnung und Landwirtschaft, NRW.

SOMMER T. (2004): *Das unsichtbare Hochwasser – Auswirkungen des Augusthochwassers auf das Grundwasser im Stadtgebiet Dresden*, In: *Hochwasserschutz – eindeichen oder ausweichen / 34. IWASA, Internationales Wasserbau-Symposium Aachen 2004*, Aachen: Shaker, (Mitteilungen des Lehrstuhls und Instituts für Wasserbau und Wasserwirtschaft, RWTH Aachen; 136).

SPEARS W.; JONG K.A.D.; BÄCK T.; FOGEL D. & DE GARIS H. (1993): *An Overview of Evolutionary Computation*, In: BRAZIL P., Herausgeber, *Proceedings of European Conference on Machine Learning (ECML-93)*, New York [u.a.]: Springer, S. 442–459.

STADT KÖLN (1996): *Hochwasserschutzkonzept Köln*, Stadt Köln, Der Oberbürgermeister, Dezernat Bauen und Verkehr, Ds-Nr. 1141/095.

STADT KÖLN (2001): *Verhandlungen des Rates der Stadt Köln vom Jahre 2001*, Bd. I, Stadt Köln, Der Oberbürgermeister, 27. Sitzung von 12. Juni 2001.

WILLIS M. & SHOEMAKER C.A. (2000): *Engineered PCE Dechlorination Incorporating Competitive Biokinetics: Optimization and Transport Modelling*, Columbus, Ohio: Battelle.

WITTE B. & SCHMIDT H. (1991): *Vermessungskunde und Grundlagen der Statistik für das Bauwesen*, Stuttgart: Wittwer, (Vermessungswesen bei Konrad Wittwer; 17), 2.,erw. aufl. Aufl., ISBN 3-87919-149-2.

YOON J.H. & SHOEMAKER C.A. (1999): *Comparison of Optimization Methods for Ground-Water Bioremediation*, In: Journal of Water Resources Planning and Management, Jg. 125, H. 1, S. 54–63.

ZIPFEL K.; FRIED R. & KNÖTSCHKE D.: (1997): *Retentionsraum zur Hochwasserrückhaltung Langeler Bogen in Köln-Porz/Langel - Vorstudie, Grundwasserhydraulisches Gutachten*, Technischer Bericht, Technologieberatung Grundwasser und Umwelt GmbH, Koblenz, im Auftrag der Stadt Köln.

A Numerisches Finite-Elemente-Modell

zu Kapitel 3.3

A.1 Überblick

Das in dieser Arbeit verwendete mathematisch-numerische Grundwassermodell Worringen wurde im Rahmen der „Vorstudie Rückhalteraum Köln Worringen“ erstellt (KÖNGETER ET AL., 1997). Vor der Durchführung des Planfeststellungsverfahrens ermittelt diese interdisziplinäre Untersuchung die Machbarkeit des geplanten Retentionsraumes am Worringer Bruch und die damit verbundenen wasserwirtschaftlichen, ökologischen und raumplanerischen Anforderungen (POHLE & WEGNER, 1997a).

Im Folgenden werden der Aufbau und die Funktionsweise des Grundwassermodells für den Worringer Bruch vorgestellt. Dazu werden die im Modell angesetzten geologischen und hydrologischen Daten erläutert.

A.2 Berechnung eines Finite-Elemente-Modells mit FESSIM

Das numerische Grundwassermodell Worringen wurde mit dem am Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft entwickelten Programm FESSIM (multi-level-**F**inite-**E**lement-transmi**SSI**vity-**M**odel) berechnet. Dieses Programm zur Berechnung stationärer und instationärer, zweidimensional horizontaler, mehrschichtiger Grundwasserströmungen wird seit Anfang der 80er Jahre kontinuierlich weiterentwickelt (PELKA, 1980).

Als Grundlage für die numerische Berechnung der Grundwasserströmung dient das Filtergesetz von Darcy:

$$v_f = -k_f \cdot I \tag{A.1}$$

Hierbei steht v_f für die Filtergeschwindigkeit des Grundwassers, I[-] für das Gefälle des Grundwasserspiegels (h) mit $I = \Delta h / \Delta l$ und k_f[m/s] für die Permeabilität (Durchlässigkeit) des durchströmten Bodens. Die mehrdimensionale Beschreibung der Filtergeschwindigkeiten ermöglicht die Berücksichtigung einer Anisotopie in der Durchlässigkeit des Bodens:

$$v_{fi} = -k_{fij} \cdot \frac{\partial h}{\partial x_j} \tag{A.2}$$

Der Durchlässigkeitstensor k_{fij} ist symmetrisch. Für isotropen Boden gilt die Annahme $k_{fij} = k_f$. Wird die Dichte des Wassers als konstant angenommen, so kann die Massener-

haltung mit folgender Gleichung erfasst werden:

$$S_S \frac{\partial h}{\partial t} + \frac{\partial v_{fi}}{\partial x_i} = Q \tag{A.3}$$

Der spezifische Speicherkoeffizient S_S gibt an, wieviel m^3 Wasser pro m^3 Aquifervolumen bei einer Änderung des Grundwasserspiegels gespeichert bzw. entspeichert wird. Wird das Filtergesetz (Gleichung A.2) in diese Gleichung eingesetzt, so ergibt sich die allgemeine Grundwassertrömungsgleichung, bei der lediglich die Grundwasserspiegelhöhe h als Unbekannte steht:

$$S_S \frac{\partial h}{\partial t} - \frac{\partial}{\partial x_i} k_{fij} \frac{\partial h}{\partial x_j} = Q \tag{A.4}$$

Für den Einsatz von zweidimensional-horizontalen Modellen wird diese Gleichung über die vertikale Komponente integriert. Voraussetzung dafür sind vernachlässigbar kleine vertikale Strömungsgeschwindigkeiten und die Gleichverteilung der horizontalen Geschwindigkeiten über die Fließmächtigkeit, die sogenannten **Dupuit**-Annahmen (PELKA, 1988). Als Ergebnis erhält man die zweidimensional-horizontale Grundwasserströmungsgleichung:

$$S_S \frac{\partial h}{\partial t} - \frac{\partial}{\partial x_i} T_{ij} \frac{\partial h}{\partial x_j} = Q_{2D} \qquad \text{mit } i, j = 1,2 \tag{A.5}$$

Die Transmissivität T_{ij} steht dabei für das Integral des horizontalen Durchlässigkeitsbeiwerts über die Mächtigkeit des gesättigten Grundwasserleiters.

Um die Methode der Finiten Elemente anwenden zu können, wird das Simulationsgebiet in geometrisch einfache, diskrete Elemente – hier Dreiecke – unterteilt. Die Differentialgleichungen, die die Bewegung des Grundwassers im Aquifer beschreiben (Gleichung A.5), werden nur noch für jedes Element gelöst. Innerhalb dieser Elemente werden die Lösungen der Differentialgleichung durch Näherungslösungen iterativ approximiert. Die Instationarität der Strömung wird zeitlich durch die Integration über die Zeitschrittweite mit dem impliziten Finite-Differenzen-Verfahren berechnet (PELKA, 1988).

Für die eindeutige Lösung der durch die Differentialgleichungen beschriebenen Strömungsvorgänge ist die Vorgabe von Anfangsbedingungen zum Startzeitpunkt für die Standrohrspiegelhöhen im gesamten Simulationsgebiet notwendig.

Außerdem werden für die überströmten Ränder des Simulationsgebietes und andere Einflüsse von außerhalb der Grundwasserleiter (zum Beispiel Entnahmen an Brunnen) Rand-

bedingungen für den gesamten Simulationszeitraum benötigt. Es wird unterschieden zwischen drei Arten von Randbedingungen: Dirichlet-Randbedingungen (1. Art), Neumann-Randbedingungen (2. Art) und Cauchy-Randbedingungen (3. Art), die auch Leakage-Randbedingungen genannt werden.

Eine Dirichlet-Randbedingung ist die Vorgabe der Standrohrspiegelhöhe an einem Modellknoten: $h = h_R(t)$. Mit dieser Art von Randbedingung werden zum Beispiel

- Wasserstände von Oberflächengewässern, die in direktem Kontakt mit dem Grundwasser stehen,
- bekannte Grundwasserstände, die voraussichtlich in keinem Zusammenhang mit den untersuchten Phänomenen stehen,
- vorgegebene Absenkungen in Brunnen oder bekannte Absenkziele von Grundwasserhaltungen

in das Modell eingefügt.

Die Neumann-Randbedingungen geben einen Quellen- bzw. Senkenterm an einem Modellknoten vor: $q = q_R(t)$. Sie erfassen zum Beispiel

- bekannte, über den Gebietsrand ein- oder austretende Grundwasserströme,
- vorgegebene Entnahmemengen aus Brunnen.

Cauchy-Randbedingungen werden verwendet, um den Austausch mit Oberflächengewässern abzubilden, der vom Potentialunterschied zwischen dem Gewässer und dem Grundwasser hervorgerufen wird: $q = \int_A c\,[h_{OG}(t) - h(t)]\,dA$.
Hierbei ist der Cauchy-Parameter c ein Maß für die Durchlässigkeit der Gewässersohle und die Fläche A deren Ausdehnung am betrachteten Modellknoten. Die Cauchy-Beziehung zwischen Grundwasser und Oberflächengewässer kann in drei charakteristische Bereiche unterschieden werden (Abbildung A.1):

- Im Vorflutbereich entsteht ein starker Kontakt zwischen Oberflächengewässer und Grundwasser.
- Im Infiltrationsbereich ist der Kontakt wesentlich schwächer, da infolge von Kolmation eine Selbstdichtung der Gewässersohle eintritt.
- Im Infiltrationsbereich nimmt bei zunehmendem Potentialunterschied die Infiltrationsrate zu und erreicht einen konstanten Maximalwert, so dass die Cauchy-Randbedingung dort in eine Neumann-Randbedingung übergeht.

Näheres zur Methodik der Finiten Elemente und zur Lösung der Grundwasserströmung findet sich unter anderem in PINDER & GRAY (1977), CHORLEY & FRIND (1978) und BEAR (1979). Einen guten allgemeinen Überblick über die Anwendung und den Aufbau numerischer Modelle in der Wasserwirtschaft gibt FORKEL (2004).

A.3 Abgrenzung und Diskretisierung des Grundwassermodells

Abbildung A.2 zeigt das Finite-Elemente-Netz des Grundwassermodells Worringen. Das Modell erstreckt sich zwischen Dormagen-Horrem im Norden bis nach Köln-Ossendorf im Süden und von Pulheim im Westen bis zum Rhein im Osten. Es umfasst eine Fläche von 116 km^2 und besteht aus 11268 Knoten zwischen denen sich 22227 Dreieckselemente aufspannen. Die Kantenlänge der Elemente beträgt zwischen 35 und 500 m. Deutlich zu erkennen ist die dichtere Diskretisierung im Bereich der geplanten Rückhaltebecken und hier die besonders dichte Diskretisierung der abgrenzenden Deiche.

Als zeitliche Diskretisierung wurde die Zeitschrittgröße von 12 Stunden aus den Kalibrierungsberechnungen übernommen.

A.4 Geologie

Das Modellgebiet befindet sich in der Niederrheinischen Bucht im Bereich eines Störungs- und Staffelbruchsystems. Über dem devonischen Grundgebirge bilden tertiäre und quartäre Sedimente eine bis zu 400 m mächtige Schicht. Der Worringer Bruch liegt im hier 2 bis 3 km breiten Rheintal mit reduzierten Sedimentmächtigkeiten.

Die Mächtigkeit des mit dem Grundwassermodell Worringen modellierten Grundwasser-

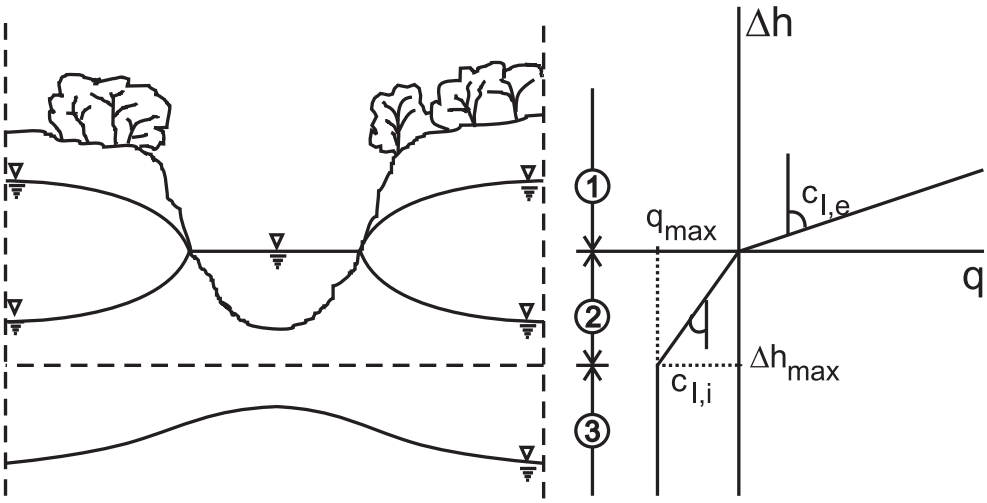


Abb. A.1: Prinzipdarstellung der Cauchy-Randbedingung

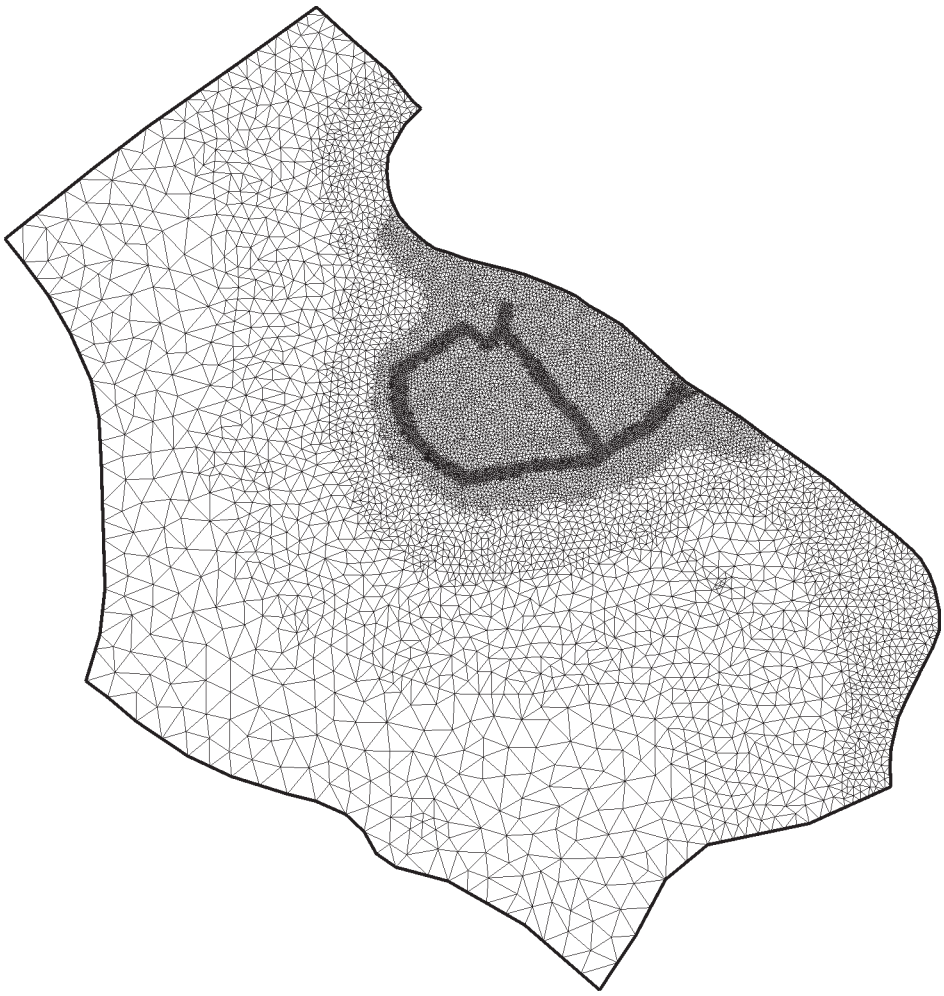


Abb. A.2: Grundwassermodell Worringen: Finite-Elemente-Netz

leiters spannt sich zwischen der Geländeoberkante und der Quartärbasis auf. Dadurch ergeben sich Grundwasserfließmächtigkeiten von bis zu 20 m. Die horizonale Durchlässigkeit im Grundwassermodell liegt zwischen $1,2 \cdot 10^{-2}$ und $2 \cdot 10^{-3}$ m/s. Der Grundwasserleiter ist also sehr durchlässig.

Während eines Hochwasseraufstaus infiltriert Wasser durch Sohle und Vorländer des Rheins und durch die Sohle des Rückhaltebeckens in das oberste Grundwasserstockwerk. Für die Berechnung der Infiltrationsmengen wurde die vertikale Durchlässigkeit der den Grundwasserleiter überlagernden Auenböden ermittelt. Ihre Verteilung ist sehr heterogen. Die vertikalen Durchlässigkeiten liegen zwischen 10^{-4} und 10^{-7} m/s. Diese Größen haben auch einen Einfluss auf die teilweise ungespannten bzw. gespannten Fließverhältnisse im Hochwasserfall.

A.5 Randbedingungen

Das Modellgebiet wurde hinreichend groß gewählt, so dass die an den Modellrändern angesetzten Randbedingungen keinen Einfluss auf die extrem instationäre Grundwasserströmung innerhalb des Worringer Bruchs haben. In Abbildung A.3 sind die Randabschnitte des Grundwassermodells mit den jeweilig dort angesetzten Randbedingungsarten dargestellt.

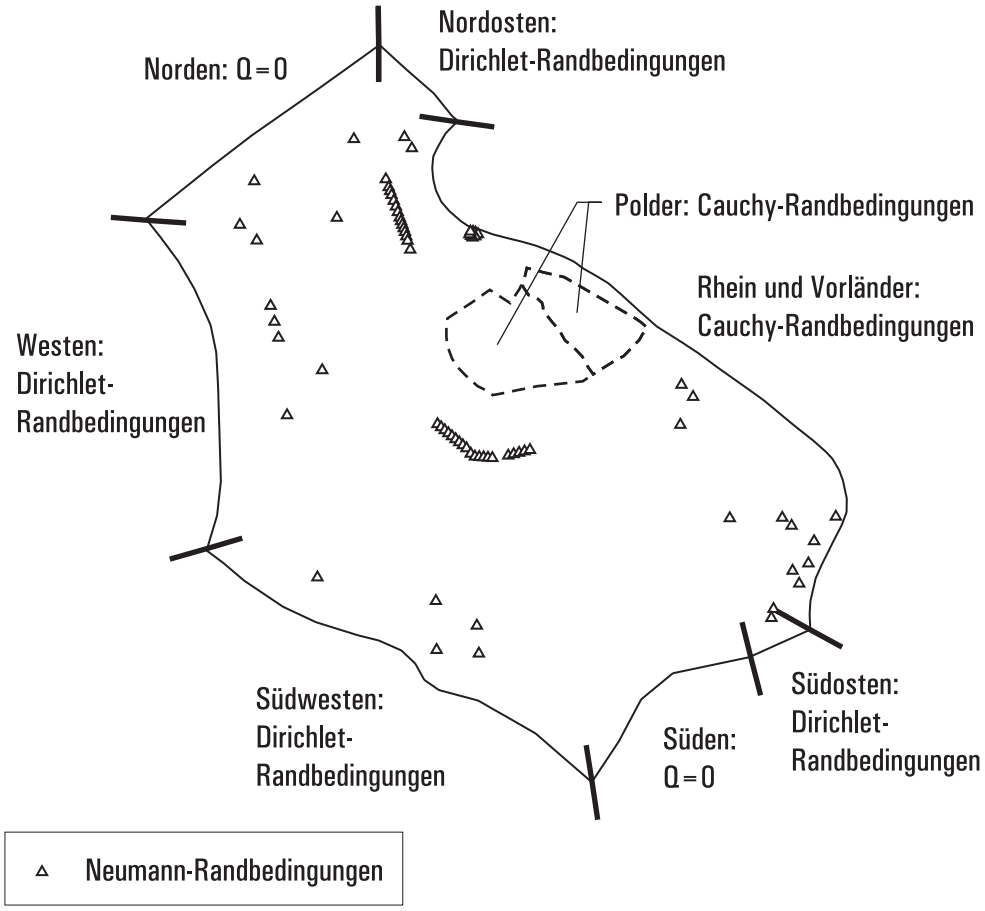


Abb. A.3: Grundwassermodell Worringen: Randbedingungen

Der Modellrand im Norden und Süden wurde entlang von Stromlinien konstruiert, deren Verlauf sich auch im Hochwasserfall nur wenig ändert. Ein Überstrom über diese Ränder findet folglich nicht statt.

Im Westen besteht eine Wasserscheide mit wenig veränderlichen Höhenlagen. Entsprechend werden diese Höhen als Dirichlet-Randbedingung angesetzt. Auch im Südwesten werden Dirichlet-Randbedingungen angesetzt: Hier verläuft der Modellrand entlang einer Grundwasserpotentiallinie, die sich auch im Hochwasserfall nur wenig verschiebt.

Auf den kurzen Randabschnitten im Südosten und Nordosten werden ebenfalls Dirichlet-Randbedingungen angesetzt. Diese werden aus Ganglinien von Grundwassermessstellen hergeleitet, die auf diesen Rändern liegen.

Im Osten wird das Grundwassermodell vom Rhein begrenzt. Die hydraulische Verbindung des Grundwassers zum Rhein wird mit Cauchy-Randbedingungen modelliert; die Wasserstände werden ausgehend vom Rheinpegel in Köln interpoliert. Der Einfluss der Überschwemmung der Vorländer und der Rückhalteräume wird mit zusätzlichen, zeitweise zugeschalteten Cauchy-Randbedingungen im Modell angesetzt.

Grundwasserentnahmen und -infiltrationen mit einer Größe von über 10000 m^3/a werden als Neumann-Randbedingungen im Grundwassermodell angesetzt (siehe Abbildung A.3). Da die Entnahmemengen besonders im Nahbereich des Rückhalteraums stark schwanken, werden die im Referenzzeitraum, dem Hochwasserereignis 1988, geförderten Mengen als Tageswerte angesetzt.

Die mittlere Grundwasserneubildungsrate beträgt zwischen 7,0 $l/s/km^2$ im Westen und 7,7 $l/s/km^2$ im Osten. Im Modell wurde der Jahresverlauf der Neubildung aus dem Jahr 1988 berücksichtigt.

Drei beachtenswerte Fließgewässer liegen auf dem Gebiet des Grundwassermodells: der Pletschbach bei Delhoven, der Pletschbach bei Thenhoven und der Kölner Randkanal. Diese haben durch extrem geringen Durchfluss oder betonierte Sohle keinen Einfluss auf das Grundwasser. Die im Modellgebiet liegenden Baggerseen sind in ihrem Wasserstand direkt vom Grundwasser abhängig. Sie werden durch entsprechend höhere Durchlässigkeiten im Modell berücksichtigt.

A.6 Kalibrierung, Simulationszeitraum und Anfangsbedingungen

Nach dem Aufbau des Modells werden eine Langzeitkalibrierung und eine Kurzzeitkalibrierung durchgeführt (KÖNGETER ET AL., 1997; FORKEL ET AL., 1998). Bei der Langzeitkalibrierung wird mit einer Zeitschrittweite von einem Monat der Zeitraum von 1985 bis 1994 berechnet. Dadurch wird das Grundwassermodell in seinem Langzeitverhalten geeicht. Durch diese Kalibrierung werden die Modellgrößen für die Durchlässigkeitsbeiwerte des Aquifers in den unterschiedlichen Modellbereichen und die Durchlässigkeiten der Rheinsohle sowie von deren Vorländern ermittelt.

Mit den Messdaten für ein extrem instationäres Fließverhalten während des Hochwassers von 1988 können die Modellgrößen mit einer Kurzzeitkalibrierung über diesen Zeitraum weiter verbessert werden. Die Zeitschrittweite wird hierfür auf zwölf Stunden reduziert. Die Kurzzeitkalibrierung eines Hochwasserereignisses ist sehr wichtig für die Aussage-

kraft des Grundwassermodells, da ein numerisches Modell nur für die Situationen eine gute Aussage treffen kann, die ähnlich bei der Kalibrierung berücksichtigt wurden (KINZELBACH & RAUSCH, 1995).

Nach der Kalibrierung, durch iteratives Wechseln zwischen Kurzzeit- und Langzeitkalibrierungen, wird eine maximale Abweichung der gemessenen Grundwasserhöhen von berechneten Grundwasserständen (σ_M) von lediglich 20 cm erreicht (KÖNGETER ET AL., 1997).

Die Simulationsrechnungen für diese Arbeit werden für den Zeitraum vom 03. März 1988 bis zum 23. April 1988 durchgeführt und umfassen damit den kritischen Zeitraum des Hochwassers mit einem Vor- bzw. Nachlauf von etwa sieben Tagen. Damit erstreckt sich die Berechnung über einen Teil des Zeitraums der Kurzzeitkalibrierung; es kann aus diesem Grund von einer besonders großen Aussagekraft des Grundwassermodells für diesen Zeitraum ausgegangen werden (KINZELBACH & RAUSCH, 1995). Die Anfangsbedingungen für den 03. März 1988 werden einem Simulationslauf der Kurzzeitsimulation entnommen. Die Zeit, die für die Berechnung einer Simulation benötigt wird, liegt im Mittel bei 130 Sekunden[1]. Aufgrund der iterativen numerischen Lösung der Strömungsgleichung kann die Berechnungszeit zwischen 120 Sekunden und über 200 Sekunden schwanken.

A.7 Modellergebnisse

Die Grundwasserberechnungen mit dem numerischen Grundwassermodell für den Worringer Bruch (KÖNGETER ET AL., 1997) zeigen, dass die Grundwasserpotentiale in Teilen der benachbarten Ortschaften mit der Flutung des Rückhalteraums teilweise erheblich über die bei Hochwasser üblichen Werte ansteigen. Dadurch wird die Gefährdung der dortigen Bebauung bei Hochwasser verschärft. Untersuchungen zeigen, dass Grundwasserhaltungsmaßnahmen die Beeinflussung des Grundwasserspiegels aufgrund der Flutung des Rückhalteraums kompensieren können.

[1] Der Vergleich der Rechenzeiten für die Optimierungsläufe bezieht sich auf die Berechnung auf vier Processoren eines Sun Fire 1500 MPC.

B Optimierungsalgorithmen

zu Kapitel 3.6.1

B.1 Übersicht

In den letzten zwei Jahrzehnten haben globale Optimierungsmethoden zunehmend an Bedeutung gewonnen. Aus vielen Problemstellungen lassen sich Zielfunktionen ableiten, die nicht linear und zusätzlich nicht konvex sind. Nichtlineare Standardmethoden, zum Beispiel Gradientenverfahren (GILL ET AL., 1981), versagen daher regelmäßig bei der Suche nach dem globalen Minimum – besonders wenn die Anzahl an Nebenminima groß ist.

In diesem Kapitel werden die in der vorliegenden Arbeit verwendeten Optimierungsalgorithmen vorgestellt. Neben der Derandomized Evolutionary Strategy und der Response Surface Method wurden in der Vorbereitung auf diese Arbeit auch die Optimierungsverfahren Simulated Annealing und Linear Programming getestet.

B.2 Linear Programming

Linear Programming (LP) ist eine schon seit vielen Jahrzehnten erfolgreich auf geeignete Problematiken angewendete Optimierungsmethode (NOCEDAL & WRIGHT, 1999; FISHER ATWOOD & GORELICK, 1985). Eine Voraussetzung für ihre Anwendung ist die Linearisierbarkeit der verwendeten Zielfunktion. Voruntersuchungen haben gezeigt, dass die Problemstellung am Rückhalteraum Worringen aufgrund der ausgeprägt instationären Grundwasserströmung im Hochwasserfall nicht linearisierbar ist (FELDMANN, 2002). Aus diesem Grund kann diese Methode hier nicht zur Anwendung kommen.

B.3 Simulated Annealing

Simulated Annealing (SA) ist ein von KIRKPATRICK ET AL. (1983) aus den Theorien von METROPOLIS ET AL. (1953) entwickelter Optimierungsalgorithmus, bei dem das Erstarren einer Schmelze mathematisch nachempfunden wird. So wie beim Erstarren mit der Zeit immer weniger flüssige Bereiche übrig bleiben, konzentriert sich dieser Algorithmus auf die „guten“ Lösungsvarianten und endet schließlich mit der besten Lösung: dem Punkt, der – im übertragenen Sinne – als Letztes erstarrt.

Simulated Annealing hat sich im Grunde als brauchbar, jedoch in der Vorbereitung als zu aufwändig gezeigt. Vor einer Optimierung müssen zahlreiche Einstellungen für das

vorliegende Problem ermittelt werden, wie z.B. das Cooling-schedule: eine Ganglinie, die die Temperaturveränderung mit der Zeit angibt. Durch die umfangreichen Voruntersuchungen vor jeder Optimierung ist dieses Verfahren für die Praxis wenig geeignet. Weil die in dieser Arbeit angewendeten Optimierungsalgorithmen möglichst einfach und fehlerresistent in der Handhabung sein sollen, wurde Simulated Annealing nicht weiter verwendet.

B.3.1 Derandomized Evolutionary Strategy

B.3.1.1 Herkunft

Der heuristische Algorithmus Derandomized Evolutionary Strategy (etwa Zufallsgeminderte Evolutionsstrategie, im folgenden mit DES abgekürzt) stammt aus der großen Gruppe der Evolutionären Algorithmen, die ihren Ursprung in den Arbeiten von RECHENBERG (1973) und SCHWEFEL (1981) haben. Die Evolutionären Algorithmen fußen auf den von DARWIN (1859) formulierten Evolutionsmechanismen – der Entwicklung der Arten durch zufällige Mutationen, Rekombination und Auslese.

Evolutionäre Algorithmen bauen „Populationen“ von mehreren „Individuen“ – in Parametern kodierten Eigenschaften – auf. Die Eigenschaften jedes Individuums stellen einen Lösungsvorschlag für die zu optimierende Problemstellung dar. Je nach Güte dieses Lösungsvorschlags wird eine „Fitness“ genannte Bewertung vergeben. Je besser die Bewertung eines Individuums ist, desto besser sind dessen Chancen, seine Eigenschaften in die nächste Generation weitergeben zu dürfen. Dieser Vorgang wird Selektion genannt. Durch Mutation werden Eigenschaften einzelner Individuen verändert, durch Rekombination werden Teile der Eigenschaften mit einem anderen Individuum getauscht.

Bei Evolutionsstrategien wird, im Unterschied zu den genetischen Algorithmen (GOLDBERG, 1989), auf eine Rekombination von Eigenschaften verzichtet. Einen guten Überblick über Evolutionäre Algorithmen geben SPEARS ET AL. (1993).

Ein erster Entwurf für die DES wurde erstmalig von OSTERMEIER ET AL. (1994) vorgestellt und in den folgenden Jahren ständig weiterentwickelt (HANSEN ET AL., 1995; HANSEN & OSTERMEIER, 1996; OSTERMEIER, 1997; HANSEN & OSTERMEIER, 1997). Die Hauptidee liegt im Bestreben, die Schrittweite und die Richtung der Suchschritte durch einen entstochastisierten Ansatz besser als mit der gewöhnlich verwendeten Zufallssteuerung auswählen zu können, indem Ergebnisse aus dem vorhergenden Optimierungsschritt berücksichtigt werden.

Nach OSTERMEIER ET AL. (1994) lautet die exakte Bezeichnung des in dieser Arbeit verwendeten Algorithmus „(1,λ)-DES“. Im Folgenden wird jedoch die vereinfachte Abkürzung DES verwendet.

B.3.1.2 Der DES-Algorithmus

In Anlehnung an die Evolution wird der Verlauf der Optimierung bei allen Algorithmen aus der Gruppe der Evolutionären Strategien in Generationsschritte eingeteilt. Von jeder Generation mit λ Individuen wird Information von einem Vorfahren auf die Nachfahren der nächsten Generation übertragen. Durch Mutationen verändern sich die Individuen im Laufe der Generationen. Im hier beschriebenen DES-Algorithmus wird nur das beste Individuum (die beste Lösung) als Erzeuger für die nächste Generation verwendet. Durch diese Auslese nähern sich die Eigenschaften der Individuen im Laufe der Generationen dem Optimum an.

Das Besondere am DES ist, dass die zufälligen Mutationen durch weniger vom Zufall abhängige Suchschritte ersetzt werden. Diese werden mit einer Wahrscheinlichkeitsabschätzung der Ergebnisse der vorangegangenen Generation berechnet (Phase 5). Dabei gehen die Entwickler dieser Methode von einer Normalverteilung der Suchergebnisse der vorangegangenen Generation aus.

Die Optimierung beginnt mit einem Anfangspunkt x_{inital}, dem Vorfahren aller Generationen. Der Anfangspunkt ist ein Vektor, der n Parameter enthält. Für x muss außerdem ein Gültigkeitsintervall $\mathscr{D}$ gegeben werden:

$$\mathscr{D} = \{ x \in \mathbb{R}^n \mid -\infty < a_i \leq x_i \leq b_i < +\infty,\ i = 1, \ldots, n \} \tag{B.1}$$

Die Anzahl der Nachfahren pro Generation wird mit $\lambda = 10$ festgelegt. Diese Größe wird von den Autoren des Optimierungsverfahrens für Probleme mit $n \leq 30$ empfohlen, was sich auch in Voruntersuchungen zu dieser Arbeit bestätigt hat.

Jeder Generationsschritt lässt sich in mehrere Phasen unterteilen:

Phase 1:

Berechnung von λ Nachkommen der nächsten Generation $x_1^g, \ldots, x_\lambda^g$ aus dem Vorfahren x_+^{g-1} mit der Gleichung:

$$x^g = x_+^{g-1} + \delta_G^g \, \delta^g \odot z_i^g \tag{B.2}$$

Dabei ist δ_G^g der globale Skalierungsfaktor und δ_i^g ein Skaliervektor mit Faktoren für jeden einzelnen Parameter. $z_i^g \in \mathbb{R}^n$ ist ein n-dimensionaler normalverteilter Zufallsvektor. $\odot$ steht für das komponentenweise Produkt zweier Vektoren.

Zu Beginn der Optimierung wird der globale Skalierungsfaktor $\delta_G^g = 1$ gesetzt. Der komponentenweise Skalierungsfaktor δ_i^g entspricht zunächst dem Einheitsvektor. Die Faktoren werden im weiteren Verlauf für die Berechnung der nächsten Generation neu berechnet.

Phase 2:

Für jeden Nachkommen x_i^g wird der Funktionswert (eine Bewertung) ermittelt (vgl. Zielfunktion, Kapitel 3.1). Falls Parameter eines Nachkommens außerhalb des Gültigkeitsintervalls liegen, so werden diese auf den Rand des Gültigkeitsintervalls zurückgesetzt:

$$x_i^g = max(a_i, min(x_i^g, b_i)) \tag{B.3}$$

Phase 3:

Der Nachkomme x_+^g mit dem besten Funktionswert wird als Ausgangspunkt für die nächste Generation ausgewählt.

Phase 4:

Die Information für die Mutationen der nächsten Generation wird berechnet, indem der durchschnittliche normalverteilte Zufallsfaktor der letzten zwei Generationen gemittelt wird:

$$\overline{z}^g = (1-c)\,\overline{z}^{g-1} + c\,z_+^g \tag{B.4}$$

Dabei wird der Wichtungsfaktor c mit $c = 1/\sqrt{n}$ angesetzt. z_+^g entspricht dem Zufallswert des als Ausgangspunkt gewählten Nachkommens. Der durchschnittliche Zufallsfaktor für die erste Generation wird mit $z^0 = 0$ angesetzt.

Phase 5:

Neuberechnung des globalen und des komponentenweisen Skalierungsfaktors:

$$\delta_G^{g+1} = \delta_G^g \left(\exp\left(\frac{|\overline{z}^g|}{\sqrt{n}\sqrt{\frac{c}{2-c}}} - 1 + \frac{1}{5n} \right) \right)^{\beta_G} \tag{B.5}$$

$$\delta^{g+1} = \delta^g \odot \left(\frac{||\overline{z}^g||}{\sqrt{\frac{c}{2-c}}} + 0,35 \cdot \vec{1} \right)^{\beta} \tag{B.6}$$

Die Exponentialfunktion soll dabei komponentenweise berechnet werden. Die Autoren dieses Optimierungsverfahrens geben die Parameter β_G und β mit $\beta_G = 1/\sqrt{n}$ und $\beta = 1/n$ an.

Phase 6:

Wenn kein Abbruch- oder Stoppkriterium erfüllt wird, beginnt die Optimierungsschleife für die nächste Generation $g+1$ mit Phase 1.

Da der Algorithmus speziell für Probleme im Parameterintervall [0, 1] ausgelegt wurde, müssen die für die Optimierung angesetzten Parameter entsprechend skaliert werden. Abweichend von den Autoren dieses Optimierungsverfahrens empfehlen YOON & SHOEMAKER (1999) $\delta_G^0 = 0,12 \cdot min_{1 \leq i \leq d}(b_i - a_i)$ als Startwert für den globalen Skalierungsfaktor. Da in den Voruntersuchungen kein wesentlicher Einfluss auf die Optimierung festgestellt werden konnte, wurde für die Berechnungen in der vorliegenden Arbeit der von den Autoren des DES vorgeschlagene Wert $\delta_G^0 = 1$ verwendet. Hiermit ist die Abdeckung des gesamten Gültigkeitsintervalls in der ersten Generation gewährleistet und ein Einfluss des Anfangspunktes auf den Optimierungsverlauf kann auf diese Weise ausgeschlossen werden.

B.3.1.3 Parallelisierbarkeit

Besonders bemerkenswert an der DES, wie auch an vielen anderen Optimierungsmethoden aus der Familie der Evolutionären Algorithmen, ist die besonders gute Parallelisierbarkeit des Verfahrens. Die Auswertung der Nachkommen in jeder Generation kann parallel berechnet werden ohne den Ablauf zu stören: Liegt die Rechenzeit für die Auswertung der Nachkommen (Phase 2) weit über der Zeit für die Neuberechnung einer neuen Generation (Phasen 1 und 3 bis 6), beinhaltet eine Parallelisierung enormes Beschleunigungspotential.

Für die in dieser Arbeit untersuchte Problematik bedeutet dies: Bei $\lambda = 10$ Nachkommen je Generation, 140 Sekunden Berechnungszeit für die Zielfunktion und weniger als einer Sekunde für die Berechnung einer neuen Generation kann mit zehn parallelen Rechnern theoretisch eine Reduzierung der Rechenzeit auf knapp über 10 % erreicht werden.

B.3.1.4 Vorteile und Nachteile

Ein Vorteil der DES ist, dass im Gegensatz zu anderen Optimierungsalgorithmen vor Gebrauch keine internen Parameter wie z.B. eine Mutationsrate (RS, DES) oder ein Coolingschedule (Simulated Annealing) festgelegt werden müssen. Positiv ist weiterhin, dass der Algorithmus sehr unempfindlich gegenüber unstetigen, sprunghaften Zielfunktionen ist. Die Anwendung ist also auch für die Ingenieurpraxis zu empfehlen, wo es auf schnell erlangte, verlässliche Ergebnisse ankommt. In wissenschaftlichen Anwendungen schneidet die DES im Vergleich mit anderen Optimierungsalgorithmen meist sehr gut ab (WILLIS & SHOEMAKER, 2000).

Ein Nachteil ist die für diesen Algorithmus typische hohe Anzahl an Zielfunktionsaufrufen. Weiterhin ist eine schlechte Konvergenz im Bereich eines sehr flach ausgeprägten Minimums zu erwarten. Für die Praxis hat dies jedoch wenig Relevanz, da es nicht das

Ziel ist das absolute Minimum genau zu erreichen, sondern eine Lösung im Bereich des Minimums mit ähnlich gutem Ergebnis gesucht wird.

B.3.2 Response Surface Method unter Verwendung der Radialfunktion

B.3.2.1 Überblick

Die Response Surface Methods (im folgenden abgekürzt mit RSM) sind globale Optimierungsverfahren, die die Oberfläche (=surface) der Zielfunktion auf der Basis schon bekannter Funktionswerte interpolieren (=response surface) und vom interpolierten Funktionsverlauf auf die Lage des globalen Minimums schließen.

JONES ET AL. (1998) schlagen RSM als effiziente Methode zur Lösung berechnungsintensiver Black-Box-Probleme vor und geben einen Überblick über verschiedene Varianten von RSMs. Diese unterscheiden sich hauptsächlich in der Methode, mit der die Zielfunktion zwischen den bekannten Funktionswerten interpoliert wird. Die auf der Radialfunktion basierende RSM stammt von GUTMANN (2001). BJÖRKMAN & HOLSTRÖM (2001) wenden diese Methode auf nicht konvexe Zielfunktionen an. Dieser Algorithmus wird in dieser Arbeit verwendet. Er ist in Matlab-Skriptsprache (MATHWORKS, 2004) programmiert und greift in Unterprozessen auf die Optimization Toolbox (COLEMAN ET AL., 1999) zurück.

B.3.2.2 Der RSM-Algorithmus

Wie oben erwähnt interpoliert der RSM-Algorithmus den Zielfunktionsverlauf (s) auf der Basis bekannter Funktionswerte. Eine gewisse Menge n_0 an Funktionswerten muss also vor Beginn des ersten Optimierungsschritts erzeugt werden. Um eine besonders gute Verteilung dieser Startpunkte $x_1, \ldots, x_{n_0} \in \mathbb{R}^d$ im gegebenen Gültigkeitsintervall $\mathscr{D}$ (analog zu Gleichung (B.1)) zu erhalten, wird die so genannte Latin-Hypercube-Stichprobenermittlung eingesetzt: Ein Monte-Carlo-Integrationsverfahren, das im Hochdimensiona-

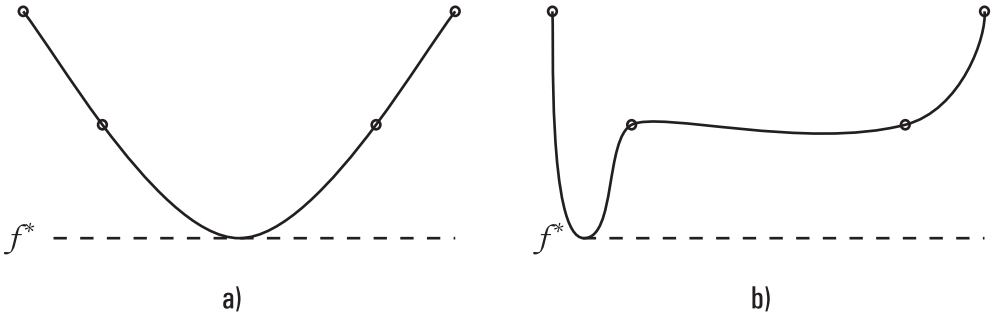


Abb. B.1: Beispiel für unterschiedliche Grade an „Unebenheit" der Zielfunktion. Funktion a) hat eine kleinere „Unebenheit" als Funktion b), (f^* = minimaler Funktionswert)

len durch gleichzeitige Stratifikation aller Richtungen einen möglichst großen Abstand zwischen den unterschiedlichen Startpunkten erzeugt. Dadurch decken diese Startpunkte ihren Gültigkeitsintervall sehr gleichmäßig ab.

Auf Basis der Funktionswerte $s_y(x_i) = f(x_i)$ dieser Startpunkte wird mit Hilfe einer Radialfunktion die Zielfunktion interpoliert. Der nächste zu errechnende Funktionswert $f(y)$ wird für den Punkt y ausgerechnet, mit dem ein Erreichen eines vorher abgeschätzten minimalen Funktionswertes f^* bei minimaler „Unebenheit“ $\sigma(s)$ der Zielfunktion möglich ist. Ein Beispiel für unterschiedliche Grade an „Unebenheit“ der Funktion zeigt Abbildung B.1.

Zur Berechnung von $\sigma(s)$ muss zunächst eine Interpolation der Zielfunktion in ihrem Gültigkeitsbereich gegeben sein. Die mit der Radialfunktion ϕ interpolierte Zielfunktion s_n errechnet sich mit

$$s_n(x) = \sum_{i=1}^{n} \lambda_i \phi(\| x - x_i \|) + b^T x + a, \tag{B.7}$$

mit $\lambda_1, \ldots, \lambda_n \in \mathbb{R}$, $b \in \mathbb{R}^d$ und $a \in \mathbb{R}$. Für die Radialfunktion ϕ können unterschiedliche Ansätze verwendet werden:

$$\begin{aligned}
&\phi(r) = r && (linear)\\
&\phi(r) = r^3 && (kubisch)\\
&\phi(r) = r^2 \log r && (thin\ plate\ spline)\\
&\phi(r) = \sqrt{r^2 + \gamma^2} && (multiquadratisch)\\
&\phi(r) = e^{-\gamma r^2} && (nach\ Gauss)\\
&&& mit\ \ \gamma \in \mathbb{Z} > 0\ \ und\ \ r \in \mathbb{R} \geq 0
\end{aligned} \tag{B.8}$$

Testrechnungen zeigen, dass wie auch von GUTMANN (2001) empfohlen, der „thin plate spline“-Ansatz die besten Ergebnisse verspricht.

Die Parameter λ_i, b und a sind das Ergebnis eines linearen Gleichungssystems:

$$\begin{pmatrix} \Phi & P \\ P^T & 0 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \lambda \\ c \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} F \\ 0 \end{pmatrix} \tag{B.9}$$

Hier ist Φ eine $n \times n$-Matrix mit $\phi_{ij} = \phi(\| x_i - x_j \|)$ und

$$P = \begin{pmatrix} x_1^T & 1 \\ x_2^T & 1 \\ \vdots & \\ x_n^T & 1 \end{pmatrix}, \lambda = \begin{pmatrix} \lambda_1 \\ \lambda_2 \\ \vdots \\ \lambda_n \end{pmatrix}, c = \begin{pmatrix} b_1 \\ b_2 \\ \vdots \\ b_d \\ a \end{pmatrix} \ \ und \ \ F = \begin{pmatrix} f(x_1) \\ f(x_2) \\ \vdots \\ f(x_n) \end{pmatrix}. \tag{B.10}$$

Damit lässt sich nun auch die Funktion berechnen, die den Grad an „Unebenheit“ angibt:

$$\sigma(s_n) = \sum_{i=1}^{n} \lambda_i \, s_n(x_i) \tag{B.11}$$

Für den durch Minimierung von σ gefundenen neuen Punkt wird nun die Zielfunktion berechnet; das Ergebnis wird in die bekannten Zielfunktionswerte eingereiht und dient dann mit als Grundlage für den nächsten Suchschritt. Um die Zielfunktion als Ganzes zu erfassen, wird nicht nur nach dem Punkt mit dem minimalem Funktionswert f^* gesucht, sondern auch nach Punkten mit $f > f^*$. Nach BJÖRKMAN & HOLSTRÖM (2001) lassen sich gute Ergebnisse erreichen, wenn nur jede fünfte Zielfunktionsberechnung an einem Punkt mit $s(y) = f^*$ berechnet wird.

Der Optimierungsalgorithmus bricht ab, sobald der vorher abgeschätzte minimale Funktionswert f^* erreicht oder unterschritten wird oder wenn die vorgegebene maximale Anzahl an Zielfunktionsberechnungen erreicht wird.

B.3.2.3 Vor- und Nachteile

Ein Vorteil der RSM unter Verwendung der Radialfunktion ist die schnelle Konvergenz direkt nach Berechnung der Startpunkte. Mit zunehmender Anzahl an berechneten Zielfunktionswerten steigt allerdings die Zeit an, die für die Ermittlung eines neuen Punktes benötigt wird, sodass – besonders für komplexe Zielfunktionen mit großem Geltungsbereich – eine starke Verlangsamung des Optimierungsfortschritts zu erwarten ist.

Ein Vorteil ist die gute Konvergenz auch in Zielfunktionsbereichen mit nur kleiner Steigung. Hier liegt die Leistungsstärke dieser Optimierungsmethode weit über den meisten anderen bekannten Optimierungsverfahren.

C Auswertung der Optimierungsläufe

zu Kapitel 4.2.1

C.1 Allgemeines

Zur Ermittlung eines charakteristischen Optimierungsverlaufs wird, wie in Kapitel 3.8 vorgestellt, der Median der Optimierungsergebnisse mehrerer Optimierungsläufe für jeden Iterationsschritt gebildet. Die Anzahl von Optimierungsläufen, die für die Berechnung eines charakteristischen Optimierungslaufs notwendig ist, lässt sich durch die Betrachtung des Medians bei einer steigenden Anzahl von ausgewerteten Optimierungsläufen feststellen. Liegt die Veränderung des Medians für das Optimierungsergebnis durch die Hinzunahme eines weiteren Optimierungslaufs unter 1%, so wird dieses zusätzliche Optimierungsergebnis nicht für eine charakteristische Aussage benötigt. Die Schranke für ein charakteristisches Ergebnis wird für den Iterationsschritt 50 auf 3% definiert. Im Folgenden werden die Mittelungen der Optimierungsrechnungen für die Aufgabenstellung Dimensionierung aus Kapitel 4 erläutert.

C.2 Parametrisierungsvariante 6

Mit Parametrisierungsvariante 6 werden, wie in Kapitel 4.2.1 vorgestellt, sechs Brunnen mit konstanten Entnahmen an festen Standorten optimiert.

Abbildung C.1 zeigt den Median für die Optimierungsrechnungen mit dem Optimierungsalgorithmus DES (D6): Die Linie für den Iterationsschritt 600 fällt nahezu mit der für den Iterationsschritt 400 zusammen. Auch die Linie für den Iterationschritt 200 hebt sich nur wenig ab. Dies korrespondiert mit dem Verlauf des Medians in Abbildung 4.4 auf Seite 47, der sich nach 200 Iterationsschritten nur noch wenig weiterentwickelt. Eine gute, für diese Optimierungsläufe repräsentative Mittelung der Optimierungsergebnisse kann mit mindestens fünfzehn Optimierungsläufen erreicht werden; die Charakteristik des gemittelten Optimierungsverlaufs und besonders des Optimierungsergebnisses nach 600 Iterationen ändert sich danach nicht mehr wesentlich.

Für die Optimierungsrechnungen mit dem Optimierungsalgorithmus RSM zeigt Abbildung C.2 ebenfalls eine gute Mittelung bei der Verwendung von mehr als fünfzehn Optimierungsläufen. Außerdem ist der länger anhaltende Optimierungsfortschritt auch nach Iterationsschritt 400 gut zu erkennen.

Für die Optimierungsläufe D6 und R6 zeigt sich, dass der Median aus 30 Optimierungs-

rechnungen die Ermittlung eines ausreichend charakteristischen Optimierungsverlaufs ermöglicht. Da auch schon mit fünfzehn Optimierungsrechnungen eine ausreichende Mittelung möglich ist, wird die Anzahl der Optimierungsläufe für die folgenden Untersuchungen von dreißig auf lediglich zwanzig reduziert.

C.3 Parametrisierungsvariante 2q4

Mit Parametrisierungsvariante 2q4 werden, wie in Kapitel 4.3 vorgestellt, sechs Brunnen mit konstanten Entnahmen an variablen Standorten optimiert.

Für die Optimierungsrechnungen D2q4 wurden 20 Optimierungsläufe durchgeführt. Abbildung C.3 zeigt, dass mit mindestens zwölf Optimierungsläufen eine gute Ermittlung des Medians des Optimierungsergebnisses bei Iterationsschritt 1000 möglich ist. Mit 16 Optimierungsläufen kann ebenfalls ein charakteristischer Verlauf ermittelt werden, da sich auch der Median für Iterationsschritt 50 darüber hinaus nur noch unwesentlich ändert.

Die Linien für Iterationsschritt 600 und Iterationsschritt 1000 liegen sehr dicht aufeinander, da analog zu Abbildung 4.14 auf Seite 57 ab Iterationsschritt 600 wenig Optimierungsfortschritt zu beobachten ist.

Nach fünf Optimierungsläufen wurden die numerischen Experimente mit der RSM und

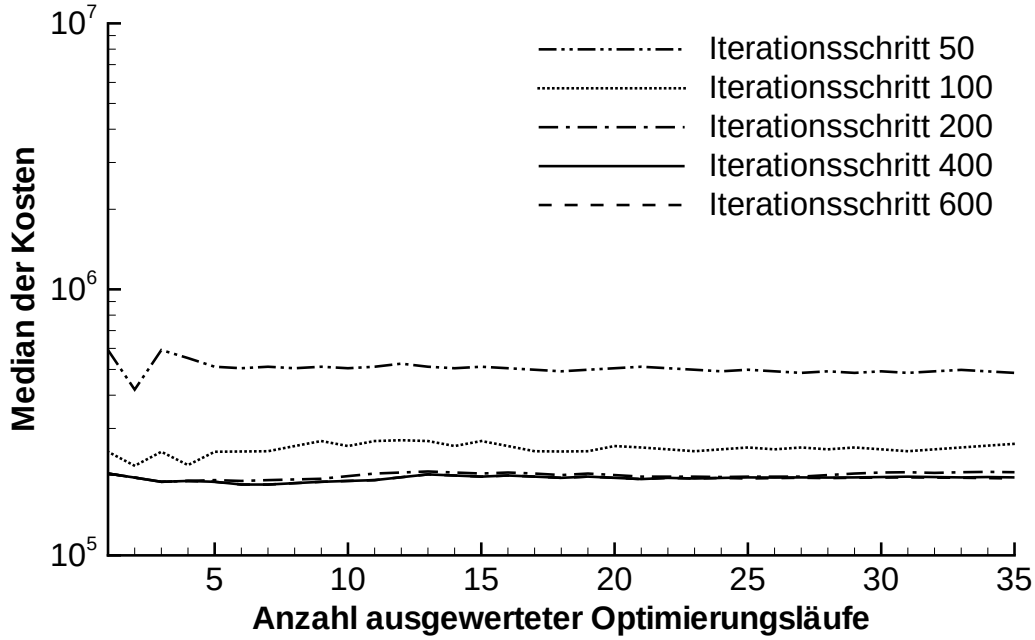


Abb. C.1: D6: Entwicklung des Medians bei Erhöhung der Anzahl von berücksichtigten Optimierungsläufen mit DES

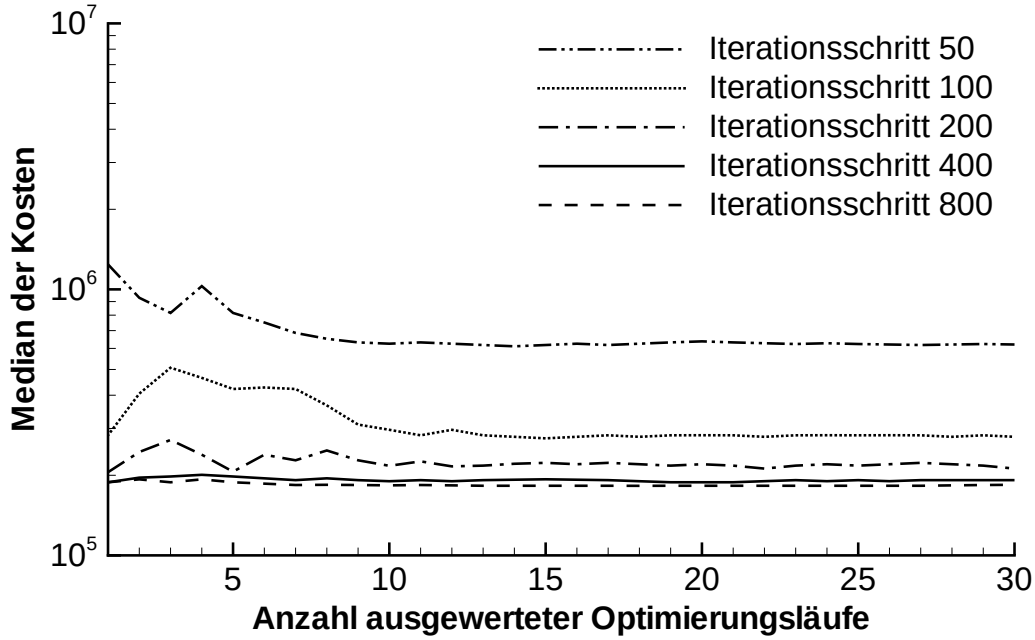


Abb. C.2: R6: Entwicklung des Medians bei Erhöhung der Anzahl von berücksichtigten Optimierungsläufen mit RSM

der Parametrisierungsvariante 2q4 abgebrochen. Es ist deutlich zu erkennen, dass ab Iterationsschritt 200 keine wesentliche Verbesserung des Optimierungsergebnisses erreicht werden kann. Keine der fünf Optimierungsrechnungen erreicht nach 1000 Iterationsschritten ein Ergebnis von unter 200 000 KE. Damit bleiben die Ergebnisse hinter den Berechnungen mit der Parametrisierungsvariante 6 zurück (Abbildung C.4).

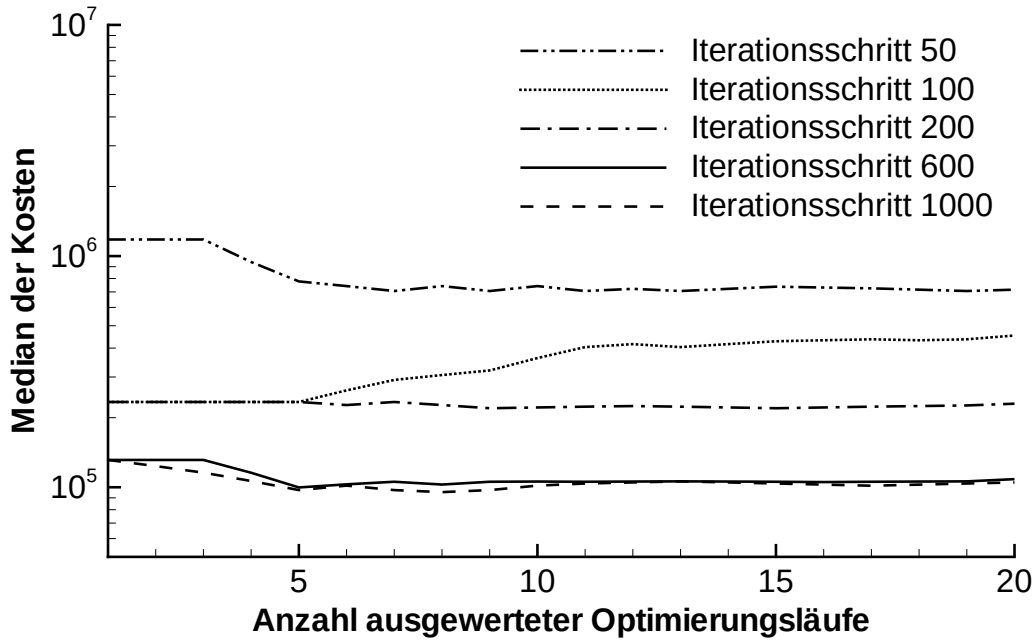


Abb. C.3: D2q4: Entwicklung des Medians bei Erhöhung der Anzahl von berücksichtigten Optimierungsläufen mit DES

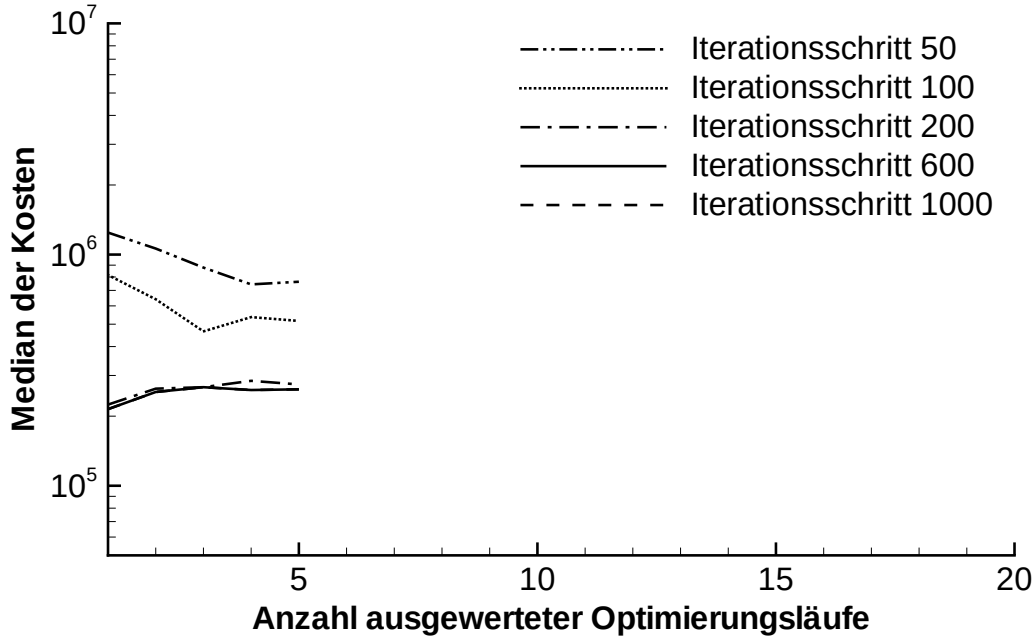


Abb. C.4: R2q4: Entwicklung des Medians bei Erhöhung der Anzahl von berücksichtigten Optimierungsläufen mit RSM

D Statistische Methoden

zu Kapitel 3.8

D.1 Allgemeines

In dieser Arbeit werden statistische Methoden zur belastbaren Charakterisierung und zum Vergleich von Optimierungsläufen verwendet. Im Folgenden werden die verwendeten statistischen Größen vorgestellt, ihre Aussage und deren Verwendung wird dargelegt.

D.1.1 Mittelwert und Abweichung

Ergibt sich als Ergebnis numerischer Experimente eine Menge X von n reellen Zahlen $x_1, x_2, \ldots, x_n$, so kann auf unterschiedliche Weise ein Mittelwert errechnet werden. Den gebräuchlichsten Mittelwert stellt der Standardmittelwert $\bar{x}_A$ – **arithmetisches Mittel** oder auch Durchschnitt genannt – dar. Ihn erhält man mit folgender Gleichung:

$$\bar{x}_A = \frac{1}{n}\sum^{n} x_i \tag{D.1}$$

Die Streuung um den Standardmittelwert heißt **Standardabweichung** (s) und wird als Wurzel der **Varianz** (s^2) berechnet:

$$s^2 = \frac{1}{n}\sum^{n}(x_i - \bar{x}_A)^2 \tag{D.2}$$

$$s = {}_{+}\sqrt{s^2} = \sqrt{\frac{1}{n}\sum^{n}(x_i - \bar{x}_A)^2} \tag{D.3}$$

Vom Standardmittelwert abweichend ist der **Median** $\bar{x}_M$ – auch Lagemaß genannt – der mittlere Wert einer der Größe nach geordneten Zahlenmenge:

$$\bar{x}_M = \begin{cases} x_{\frac{(n+1)}{2}} & \text{n ungerade,} \\ \frac{1}{2}(x_{\frac{n}{2}} + x_{\frac{n}{2}+1}) & \text{n gerade} \end{cases} \tag{D.4}$$

Der Median kann als der Wert charakterisiert werden, für den sich in einer Zahlenmenge größere und kleinere Werte mit der gleichen Wahrscheinlichkeit finden lassen. Konzentriert sich die Verteilung in einem Wertebereich, so ist der Median eine gute Annäherung an einen zentralen Mittelwert. Treten weiter abseits liegende Werte jedoch gehäuft auf,

so versagt der Median als Mittelwert, da er im Gegensatz zum arithmetischen Mittelwert wenig durch Extremwerte beeinflusst wird (PRESS ET AL., 1992; WITTE & SCHMIDT, 1991). Der Median ist also ein gutes Maß für ein mittleres Verhalten, wenn nur wenige Werte zur Auswertung vorliegen und einzelne Ausreißer die Gesamtaussage nicht verfälschen sollen.

Das zum Median gehörende Streuungsmaß ist die **mittlere absolute Abweichung** $\hat{s}$. Sie entspricht dem arithmetischen Mittelwert der Abweichungen vom Median:

$$\hat{s} = \frac{1}{n} \sum^{n} |x_i - \bar{x}_M| \tag{D.5}$$

Für eine unsymmetrische Verteilung lässt sich eine obere und eine untere mittlere absolute Abweichung ermitteln. Dazu wird aus der Teilmenge der Werte, die größer sind als der Median, die obere $\hat{s}_o$ und mit der Teilmenge der Werte, die kleiner sind, die untere mittlere absolute Abweichung $\hat{s}_u$ gebildet:

$$\hat{s}_o = \frac{1}{n/2} \sum^{n/2} |o_i - \bar{x}_M| \quad \text{mit} \quad \{O \subset X \mid o_i > \bar{x}_M\} \tag{D.6}$$

$$\hat{s}_u = \frac{1}{n/2} \sum^{n/2} |u_i - \bar{x}_M| \quad \text{mit} \quad \{U \subset X \mid u_i < \bar{x}_M\} \tag{D.7}$$

Je größer eine dieser Kennzahlen ist, desto weniger konzentriert ist die Verteilung um den Median und desto weniger Aussagekraft hat dieser. Für sehr große Abweichungen ist kein „Trend“ erkennbar, ein Mittelwert gibt hier wenig Aufschluss über die Eigenschaften der Werteverteilung. Ein gutes Maß, mit dem sich Extremwerte erkennen lassen, ist die **Spannweite** r:

$$r = max(X) - min(X) \tag{D.8}$$

Sie gibt die Größe des Wertebereichs an und kann so im Verhältnis zu den mittleren Abweichungen einen Hinweis auf Extremwerte geben.

D.2 Test auf Unabhängigkeit zweier Merkmale

D.2.1 Voraussetzungen

Der Test auf statistische Unabhängigkeit zweier Merkmale für zwei unabhängige, kleine Stichproben, der sogenannte t-Test, geht zurück auf das Studentisierungsverfahren (WITTE & SCHMIDT, 1991; BRONSTEIN & SEMENDJAJEW, 1997). Bei kleinen Stichprobenumfängen ($n < 30$) lassen sich Aussagen über die Verteilungen der bislang verwendeten Prüfgrößen nur treffen, sofern die Grundgesamtheiten normalverteilt sind.

D.2.2 Test auf Normalverteilung der verwendeten Stichproben

Es gibt einige Regeln (so genannte Sigma-Regeln), nach denen empirisch geprüft werden kann, ob Normalverteilung vorliegt; auch über Schiefe und Exzess lässt sich dies prüfen (WITTE & SCHMIDT, 1991; BRONSTEIN & SEMENDJAJEW, 1997). Ein sehr elegantes und schnelles Verfahren stellt der **David-Hartley-Pearson-Test** (DAVID ET AL., 1954) dar. Dazu wird der Quotient r/s mit den Werten in Tabelle D.1 verglichen.

Tab. D.1: Schranken für kritische Grenzen des Quotienten r/s nach DAVID ET AL. (1954)

	Stichproben	Irrtumswahrscheinlichkeit a					
	-umfang n	0,000	0,005	0,01	0,025	0,05	0,10
untere Schranken	3	1,732	1,735	1,737	1,745	1,758	1,782
	5	1,826	1,98	2,02	2,09	2,15	2,22
	10	1,897	2,46	2,51	2,59	2,67	2,76
	15	1,936	2,74	2,80	2,88	2,97	3,07
	20	1,949	2,94	2,99	3,09	3,18	3,29
	25	1,961	3,09	3,15	3,24	3,34	3,45
	30	1,966	3,21	3,27	3,37	3,47	3,59
obere Schranken	3	2,000	2,000	2,000	2,000	1,999	1,997
	5	2,828	2,813	2,803	2,782	2,753	2,712
	10	4,243	3,935	3,875	3,777	3,685	3,57
	15	5,292	4,53	4,44	4,29	4,17	4,02
	20	6,164	4,91	4,80	4,63	4,49	4,32
	25	6,93	5,19	5,06	4,87	4,71	4,53
	30	7,62	5,40	5,26	5,06	4,89	4,70

Werden die für die jeweilige Irrtumswahrscheinlichkeit tabellierten Grenzwerte erreicht oder nach außen hin überschritten, so ist die Hypothese der Normalverteilung abzulehnen.

D.2.3 Durchführung des t-Tests

Die Unabhängigkeit zweier Stichproben X_1 und X_2 wird nachgewiesen, indem geprüft wird, ob die Differenz zwischen den beiden Gruppenmitteln bei zum Beispiel 5% Signifikanzniveau nur zufällig aufgetreten ist. Dazu wird zunächst die Anzahl der Freiheitsgrade m berechnet:

$$m = \frac{\left(\frac{s_1^2}{n_1} + \frac{s_2^2}{n_2}\right)^2}{\frac{(s_1^2/n_1)^2}{n_1-1} + \frac{(s_2^2/n_2)^2}{n_2-1}} \tag{D.9}$$

Mit dieser Größe und einem Signifikanzniveau von insgesamt zum Beispiel $2 \cdot 5\% = 10\%$ wird in einer Tabelle mit der studentschen t-Verteilung (z.B. in BRONSTEIN & SEMENDJAJEW (1997)) die Quantile $t_{\alpha/2,m}$ abgelesen. Mit dieser Größe und Gleichung D.10 lässt sich nun das t-Vertrauensintervall I mit einer Irrtumswahrscheinlichkeit von $100 \cdot (1-\alpha)\%$ für die Differenz zwischen den zwei untersuchten Stichproben ermitteln.

$$I = \bar{x_1} - \bar{x_2} \pm t_{\alpha/2,m} \sqrt{\frac{s_1^2}{n_1} + \frac{s_2^2}{n_2}} \tag{D.10}$$

Mit $0 \notin I$ unterscheiden sich die zwei getesteten Stichproben signifikant; mit $0 \in I$ liegt eine größere Überlappung der Verteilungsfunktionen vor. Das bedeutet, dass die Irrtumswahrscheinlichkeit für die am Anfang getroffene Nullhypothese größer als zum Beispiel 5% ist.

Lebenslauf

Name:	Christof Homann
Geburtsdaten:	03.04.1970 in Bonn
Nationalität:	deutsch
Familienstand:	verheiratet

Schule

1980 – 1986	Theodor-Heuss-Realschule, Meckenheim
1986 – 1989	Konrad-Adenauer-Gymnasium, Meckenheim

Studium

08/1991– 02/1999	Studium des Bauingenieurwesens, RWTH Aachen Schwerpunkte: Wasserbau und Wasserwirtschaft, Grundbau und Bodenmechanik und Felsmechanik Diplomarbeit: Untersuchungen zur automatischen Optimierung von Strömungsgeometrien auf der Basis numerischer Simulationen
01/2003 – 04/2003	Forschungsaufenthalt an der Cornell University, NY, USA im Rahmen eines DAAD-Stipendiums

Berufserfahrung, praktische Tätigkeiten

01 – 03/1991	Baupraktikum, STRABAG, Köln
04 – 06/1991	Holzbaupraktikum, Zang+Bahmer GmbH, Dietzenbach
12/1995 – 02/1999	Studentische Hilfskraft, Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft, RWTH Aachen
03/1999 – 06/2004	Wissenschaftlicher Angestellter, Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft (IWW) der RWTH Aachen
seit 01/2005	Björnsen Beratende Ingenieure (BCE), Koblenz

Andernach, im Mai 2006

Christof Homann